

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE HYDRAULIQUE ET GÉOTECHNIQUE DE LA FORMATION DE
BRÈCHES DANS UN BARRAGE EN TERRE

ZERROUK NACER EDDINE
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR
(GÉNIE CIVIL)
MARS 2004



National Library
of Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

Acquisitions et
services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-612-92162-X

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-92162-X

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ÉTUDE HYDRAULIQUE ET GÉOTECHNIQUE DE LA FORMATION DE
BRÈCHES DANS UN BARRAGE EN TERRE

présentée par : ZERROUK Nacer Eddine

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. SILVESTRI VINCENZO, Ph. D., président

M. KAHAWITA René, Ph. D., membre

M. MARCHE Claude, D. Sc. A., membre et directeur de recherche

M. THERRIEN FRANCIS, Ph. D., membre

Face à la roche,
le ruisseau l'emporte toujours non pas par la force,
mais avec la persévérance.

DÉDICACE

Je dédie cette thèse à ma très chère Maman Tsefaha Tebbouche-Zerrouk, à mon très cher et regretté Papa Saïd Zerrouk ben El Hachemi et à mon très cher et regretté jeune frère Salim Zerrouk qui ont voulu que je t'atteigne le plus haut sommet de la connaissance.

Je dédie aussi cette thèse à ma très chère épouse Katy qui a cru en moi et m'a épaulé durant toutes mes années de recherche en maîtrise et au doctorat.

Je la dédie également à mes deux chers frères malades Tito et Fofi en leur souhaitant une prompte guérison et à mes autres frères et sœurs qui m'ont toujours soutenu malgré l'éloignement et pour qui ma réussite est leur fierté.

Je la dédie également à mes proches, ami(e)s et à tous ceux qui me sont chers, qui ont dû s'étonner de mon isolement temporaire et qui se réjouiront avec moi de la conclusion heureuse de cette étape de ma vie.

Pour répondre à un souhait de mon regretté père, je dédie cette thèse à ma lignée parentale les « Beni Aïcha » et les « Beni Aouat » qui sauront reconnaître cet honneur.

Je dédie cette thèse à tous les enfants de part le monde, puissent-ils vivre dans la paix et avoir l'instruction nécessaire.

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu pour m'avoir donné la vie et la santé pour couronner mes efforts.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de cet ouvrage.

J'adresse particulièrement mes remerciements à Monsieur Claude Marche, mon directeur de recherche, pour avoir encadré ce travail et aussi pour ses conseils judicieux, ses commentaires critiques et pertinents du début jusqu'à la fin de cette thèse.

Je remercie également Messieurs Vincenzo Silvestri et René Kahawita et professeurs au département des génies civil, géologique et des mines et Monsieur Francis Therrien, ingénieur à Prodhyc. Inc. pour avoir accepté de faire partie de mon jury d'examen de thèse.

Je remercie ma mère et mon regretté père dont l'origine modeste ne les a pas empêchés de croire en moi, de m'encourager pour que j'atteigne le plus haut niveau de la connaissance.

Je rends hommage à ma très chère épouse Katy Hess-Zerrouk, mon petit rayon de soleil, que j'aime et tiens à remercier de façon spéciale pour ses encouragements et la patience dont elle a fait preuve durant les moments difficiles de la réalisation de cette thèse. Je ne saurais assez la remercier d'avoir accepté de passer d'épouse d'ingénieur et haut cadre à celle d'étudiant et d'avoir bien pris soin de moi, favorisant ainsi le développement de ma carrière. En elle, j'ai trouvé l'essentielle source d'énergie, de motivation et de soutien plus que quotidien durant toutes ces années. Merci Katy.

Mes remerciements vont aussi à tous mes frères, sœurs, en Algérie qui m'ont encouragé et soutenu moralement quand j'en ai eu le plus besoin du début jusqu'à la fin.

Ma profonde gratitude s'adresse particulièrement à quatre personnes qui ont à tout jamais transformé ma vie pendant la période de mon doctorat, soit mes amies Louise Grenon, Lynda Lalonde-Craig et France Brulé, sans oublier mon meilleur ami Moncef Larbi, qui m'ont donné bien des façons chacune à sa manière de ne pas perdre la tête et bien des raisons de persévérer dans les moments difficiles. Merci à vous, je vous aime.

Merci à Marc Hiller bibliothécaire pour son aide appréciable dans ma recherche bibliographique et André Lacombe dessinateur au département de GCGM pour sa disponibilité.

Merci à tous ceux que je ne nomme pas explicitement parmi les employés, techniciens et cadres de la bibliothèque, du service informatique et du bureau des affaires académiques de l'École Polytechnique, avec qui j'ai travaillé et qui m'ont toujours encouragé et tendu la main quand il le fallait. Je n'oublierais pas non plus les employés du centre de reprographie qui m'ont toujours encouragé dans un esprit d'humour relaxant.

Je suis également très reconnaissant à mes ami(e)s et voisins d'ici et d'ailleurs

Il me reste à trouver comment remercier tout ce monde.

RÉSUMÉ

À cause de leur effet dévastateur et des pertes énormes en vies humaines et en infrastructures de tous genres, les ruptures de barrage sont maintenant considérées avec beaucoup d'attention puisqu'elles sont devenues un sujet de grande préoccupation. Des actions draconiennes ont été entreprises ces vingt dernières années par les gouvernements et les pouvoirs publics afin de sécuriser tout aménagement hydraulique qui pourrait s'avérer dangereux lors d'un accident de rupture. Des obligations ont été imposées aux maîtres d'ouvrages publics ou privés pour se doter d'une prévision de l'inondation probable induite en cas de rupture et pour penser et mettre en place les mesures d'urgences adéquates.

Pour analyser le risque de rupture de barrage il est nécessaire de bien comprendre son processus de rupture. La validité des études de rupture de barrage est étroitement liée à l'importance que nous accordons aux choix des paramètres de brèche dans l'évaluation des conséquences de rupture. Ainsi des études physiques et mathématiques ont été menées pour obtenir les paramètres nécessaires aux modèles numériques pour évaluer la formation et le développement de la brèche.

Notre recherche porte sur la formation et le développement d'une brèche sur un barrage en terre ou en enrochement lors d'un débordement de crue. Parmi les objectifs visés, le principal a été de développer un modèle numérique le plus réaliste possible pour la prévision de la brèche. Il est reconnu depuis plusieurs décennies que la fiabilité de la prévision de la crue de rupture dans la vallée dépend grandement de la fiabilité de l'hydrogramme de rupture prévu à l'ouvrage, donc de la justesse avec laquelle le mécanisme de formation de la brèche est anticipé.

Ce modèle sera donc basé sur des considérations hydrauliques, géométriques et géotechniques pour simuler l'érosion graduelle de la brèche sans avoir à poser

d'hypothèses pour fixer son développement, sa forme et sa largeur. Le modèle s'appuiera sur le processus physique de développement de la brèche par le couplage de l'hydraulique de l'écoulement par-dessus un barrage et du mécanisme d'érosion et d'élargissement du canal de brèche. L'ouverture de la brèche et l'érosion de son canal sont fonction du transport des sédiments et des caractéristiques géotechniques des matériaux de la digue. Ce qui nous intéresse en premier lieu dans cette étude et que nous traiterons c'est l'érosion de surface initiée à la crête de la digue ou au talus et qui se propage par érosion de surface. Pour arriver à l'objectif fixé il a été nécessaire :

1) De passer en revue les méthodes et modèles existants les plus courants pour en faire un bilan. Cinq des méthodes inventoriées ont été retenues et analysées chacune dans son contexte d'études, puis regroupées en un outil informatique de prévision (BRECHE) qui a été appliqué à un cas de rupture observé au Saguenay en juillet 1996 et leurs résultats comparés. Beaucoup d'incertitudes ont été observées dans les résultats. L'analyse de ces derniers a mis en évidence les facteurs qui, n'étant pas pris en compte dans les modèles actuels, expliquent peut-être le succès très moyen des prévisions actuelles. Elle permet de constater aussi que c'est la caractérisation géométrique de la brèche qui présente le plus d'incertitude tandis que l'hydrogramme de la crue semble moins sensible aux approximations actuellement utilisées. Cette conclusion permet plus facilement de comprendre et d'appuyer l'approche normative utilisée couramment par certains organismes chargés de prévoir les conséquences de rupture. Ces organismes cherchant à évaluer le risque maximal, vont imposer un effacement complet et instantané de l'ouvrage sans essayer d'en comprendre ou d'en présupposer le mécanisme de rupture.

2) Pour mieux comprendre le processus complexe de la formation de brèche, une étude expérimentale de rupture par submersion en laboratoire a été menée sur une digue homogène de revanche en moraine. Cet essai nous a montré que le mécanisme de formation et d'érosion de brèche est très différent des mécanismes de développement et de progression de la brèche adoptés dans les modèles existants de calcul des ruptures de

barrages. Les données ainsi recueillies lors de cette étude expérimentale ont servi à faire une analyse comparative à l'aide de BRECHE, et les résultats ainsi obtenus à l'aide des cinq méthodes ont été confrontés.

Ces deux étapes importantes de notre recherche nous ont permis de mieux cerner le processus de formation et de développement de la brèche, pour en tenir compte dans le développement d'un nouveau modèle numérique, EROBAR. Ce processus étant très complexe, le modèle EROBAR est issu d'une formulation et d'une résolution nouvelle du problème de l'érosion de la crête d'une digue subissant une submersion. La résolution des équations hydrauliques est découplée de celle des équations de l'érosion et permet de considérer le laminage des apports dans le réservoir amont.

Cette modélisation est faite en deux étapes : la première couple l'hydraulique de l'écoulement à l'érosion verticale et à l'évolution longitudinale du profil du barrage et la deuxième étape introduit l'élargissement de la brèche en se basant sur l'instabilité des joues de la brèche. Le module hydraulique du modèle EROBAR reflète bien l'évolution libre de l'érosion longitudinale du canal de brèche sans qu'aucune hypothèse de progression géométrique ne soit imposée. L'évolution de la section de contrôle et son influence sur l'écoulement par-dessus la crête de la digue et son talus aval permettent d'obtenir comme il a été observé au laboratoire, différents profils d'érosion en fonction du temps.

La formulation du modèle EROBAR permet de prévoir le comportement d'un ouvrage homogène ou constitué de zones différentes. Les tests effectués montrent que le modèle peut aussi prendre en compte et réagir logiquement à une augmentation de la compaction des matériaux et à la présence de couches protectrices ou drainantes dans un barrage.

ABSTRACT

Because of their devastating effects and resulting huge loss of human life dam failures are given a lot of attention. Drastic actions have been undertaken during the last twenty years by governments in order to assess all hydraulic installations that might prove dangerous at the time of a dam failure. Obligations were imposed on the owners of public or private installations to anticipate the probable flood induced in case of failure, and to put in place an emergency response plan.

To analyze the risk of dam failure it is necessary to understand thoroughly the failure process. The validity of the dam failure studies is linked to importance that we grant to the choices of the breach parameters for failure evaluation and consequences. Thus physical and mathematical studies were used to obtain the necessary parameters for the numerical models used to evaluate the formation and the development of breach.

Our research concerns the formation and the development of a breach in an earth-fill dam or an rock-fill dam at the time of an overtopping flood. Among our objectives, the principal one was to develop a realistic numerical model for the anticipation of breach. It is known since several decades that the reliability of the breach flood prediction of the valley depends on the reliability of the failure hydrograph made before construction.

This model will be therefore be based on hydraulic, geometric and geotechnical considerations and will simulate the gradual erosion of the breach without having to specify its development, form and width. The model is based on the physical process of development of the breach by the coupling of the hydraulic flow over a dam and the erosion mechanism of expansion of the breach canal. The opening of the breach and the erosion of the canal are functions of the transport of sediments and characteristics geotechnical of the materials of the dam. What interests is the surface erosion at the

crest of the dam or to the slope and which propagates itself by surface erosion. To arrive to the fixed objective it was necessary:

1) To review the existing methods and models. Five of the inventoried methods were kept and analyzed each in its study context, then grouped together in a predictive computer program (BRECHE) that was applied to a rupture case observed in the Saguenay area in July 1996. Many uncertainties were observed in the results. The analysis of the latter made obvious the factors that, not being taken into account in the current models, explain maybe the very average success of the current existing predictive models. It shows that geometric characterization of the breach causes most of the uncertainty while the flood hydrograph seems less important. This conclusion allows suggest that the normative approach used by organisations in charge of foreseeing dam failure is the correct one. These organisations, trying to evaluate the maximum risk, presuppose a complete and instantaneous destruction of the dam without trying to understand the failure mechanism.

2) To better understand the complex process the breach formation, an experimental study of rupture by overtopping in laboratory was done on a homogenous moraine dam. This showed the breach erosion very different from the mechanisms used in existing models for failure calculation for the dam. The collected data at the time of this experiment study served to do a comparative analysis BRECHE, and the results were compared to those of the existing five methods.

These two important steps of our research allowed us to better pinpoint the breach formation process in the development of a numerical new model, EROBAR. This process being very complex, EROBAR the results from a new approach to the problem of the erosion of the crest of a dyke by overtopping. The resolution of the hydraulic equations is separated from the equations of erosion and allows us to consider the routing of the provisions in the reservoir upstream.

This modelling is done in two steps: the first step couples the flow hydraulic to the vertical erosion and to the longitudinal evolution of the profile of the dam and the second step introduces the expansion of breach based on the instability of the breach faces. The Hydraulics the EROBAR model reflects well the free evolution of the longitudinal erosion of the breach canal without imposing any geometric progression hypothesis. The evolution of the test section and its influence on the flow over the crest of the dam and its downhill slope give different erosion profiles with time, similar to those obtained in the laboratory.

The construction of the EROBAR model allows one to forecast the behavior of a homogenous structure or of one constituted of different zones. Our tests show that the model also can take into account and react logically to an increase of the compaction of the materials and to the presence of protective or draining layers in a dam.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	v
REMERCIEMENTS	vi
RÉSUMÉ	viii
ABSTRACT	xi
TABLE DES MATIÈRES	xiv
LISTE DES TABLEAUX	xix
LISTE DES FIGURES	xxi
INTRODUCTION	1
0.1 Généralités	1
0.2 Les ruptures de barrages	1
0.3 Quelques statistiques des ruptures de barrages dans le monde	3
Différents types et modes de rupture de barrage en béton et en terre	5
0.5 Causes de rupture des barrages en terre	6
0.6 Rupture par renard des barrages en terre	9
0.7 Rupture par submersion des barrages en terre	11
Références	15
CHAPITRE I	26
REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	26
1.1 Revue générale	26
1.2 Modèles empiriques	28
1.3 Hypothèses et méthodes de calcul pour simuler la rupture d'un barrage	36
1.4 Modèles physiques	41
1.4.1 Méthode de Cristofano	41
1.4.2 Modèle de Harris et Wagner	42
1.4.3 Modèle de Brown et Rogers	43
1.4.4 Modèle de Lou	45

1.4.5	Modèle de Ponce et Tsivoglou.....	46
1.4.6	Méthodologie de Chen et Anderson.....	49
1.4.7	Les méthodes de Fread.....	50
1.4.7.1	Méthode de Fread et Harbaugh	50
1.4.7.2	Modèle DAMBRK de Fread	52
1.4.7.3	Modèle BREACH de Fread.....	55
1.4.8	Les méthodes de Singh.....	59
1.4.8.1	Modèle BEED de Singh et Scarlatos.....	60
1.4.8.2	Solutions analytiques du modèle BEED de Singh et Scarlatos.....	64
1.4.8.3	Modèle de Singh et Quiroga.....	65
1.4.8.4	Solutions analytiques de Singh et Quiroga.....	66
1.4.9	Modèle de Macchione et Sirangelo.....	68
1.4.10	Modèle de Mojib.....	69
1.4.11	Modèle de AlQaser et Ruff	70
1.4.12	Études récentes et essais de développements de modèles de ruptures de barrages	71
1.5	Classification et comparaison des modèles	75
1.6	Nécessité d'étude de la formation de la brèche de barrage par débordement....	76
1.6.1	État actuel des connaissances sur la brèche de barrage.....	78
1.6.2	L'érodabilité.....	78
1.6.3	Le mécanisme de formation de brèche.....	78
1.6.4	L'hydraulique de l'écoulement de brèche.....	79
1.6.5	La morphologie de la brèche.....	79
1.6.6	L'érosion des sédiments et leurs transports	80
1.6.7	La stabilité des pentes de brèche	80
1.7	Références.....	81
CHAPITRE II		107
OBJECTIF ET PLAN DE THÈSE		107
2.1	Généralités	107

2.2 Objectifs.....	108
2.3 Plan de la thèse et présentation des articles	110
CHAPITRE III	113
LES PREVISIONS DES BRÈCHES DE RUPTURE DES BARRAGES RESTENT DIFFICILES.....	113
3.1 Résumé.....	114
3.2 Introduction.....	114
3.3 Méthodes de prévision du développement de la brèche	117
3.3.1 Méthode de Cristofano	119
3.3.2 Méthode de Harris et Wagner	121
3.3.3 Méthode de Fread.....	124
3.3.4 Méthode de Singh et Scarlatos.....	127
3.3.5 Formation de la brèche dans le modèle DAMBRK	131
3.4 Résultats de la validation de BRECHE.....	134
3.5 Brèche de la digue « Cut-away »	135
3.6 Conclusions.....	137
3.7 Références.....	139
CHAPITRE IV	157
UNE CONTRIBUTION EXPÉRIMENTALE À L'ÉTUDE DE L'ÉROSION D'UNE DIGUE PAR SUBMERSION ET SON ANALYSE	157
Summary	157
4.1 Résumé.....	158
4.2 Introduction.....	159
4.3 La digue d'essai et sa rupture	162
4.3.1 Montage expérimental.....	162
4.3.2 Géométrie et composition de la digue.....	163
4.3.3 Essai et formation de la brèche de rupture	165
4.3.4 Constatations importantes	167
4.4 Différentes prévisions numériques de la rupture de la digue.....	170

4.4.1	Prévision par la méthode de Cristofano	170
4.4.2	Prévision par la méthode de Harris et Wagner.....	171
4.4.3	Prévision par la méthode de BREACH (Fread)	171
4.4.4	Prévisions selon la méthode de BEED (Singh).....	172
4.4.5	Prévision par le modèle DAMBRK (Fread).....	172
4.4.6	Bilan de la confrontation expérimentale	173
4.5	Caractéristiques nécessaires d'une nouvelle modélisation	173
4.6	Conclusion	174
4.7	Références.....	176
CHAPITRE V		206
UNE MODÉLISATION THÉORIQUE NOUVELLE DE LA RUPTURE PAR SUBMERSION D'UNE DIGUE EN TERRE ET SA VALIDATION		206
5.1	Résumé.....	207
5.2	Introduction.....	208
5.3	Modèle d'érosion d'une digue en terre soumis à la submersion.....	210
5.3.1	Méthodologie retenue.....	211
5.3.2	Hydraulique de l'écoulement de déversement par-dessus une digue en terre.	212
5.3.2.1	Modes d'écoulement	212
5.3.2.2	Vitesses d'écoulement	213
5.3.2.3	Contraintes.....	214
5.3.2.4	Équation de débit pour l'écoulement de déversement sur une digue	215
5.3.3	Paramètres et équations gouvernant l'érosion de la digue en terre	217
5.4	Fonctionnement du modèle EROBAR	220
5.5	Résultats des simulations obtenus par EROBAR	222
5.6	Conclusions.....	229
5.7	Références.....	231
5.8	Liste des symboles	237

CONCLUSION	254
RECOMMANDATIONS.....	260
BIBLIOGRAPHIE	262

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 0.1 : Principales causes de rupture de barrages (Johnson et Illes, 1976).	18
Tableau 0.2 : Causes d'insuffisances des barrages en terre (Middlebrooks, 1953).	19
Tableau 0.3 : Relation entre la rupture et l'âge de la structure, en pourcentage du nombre total de structures (Middlebrooks, 1953).	20
Tableau 0.4 : Statistique générale des ruptures des grands barrages depuis 1986 excluant les barrages construits au Japon avant 1930 et en Chine (Foster, 2000). ..	21
Tableau 0.5 : Pourcentage du total des ruptures pour chaque mode de rupture (Foster et al. 1998 et 2000; Foster 1999).	22
Tableau 0.6 : Facteurs cités comme causes des ruptures / accidents par submersion (Hugues & Hoskins, 1994).	23
Tableau 1.1 : Comparaison et évaluation des modèles physiques de formation de brèche	89
Tableau 3.1 : Comparaison des méthodes en mode prédictif (sans étalonnage). Cas de la digue Cut-away.	142
Tableau 3.2 : Comparaison des méthodes optimisées (avec étalonnage). Cas de la digue Cut-away.	143
Tableau 3.3 : Ensemble des données d'entrée pour les simulations à l'aide de BRECHE.	144
Tableau 4.1 : Valeurs observées sur la digue expérimentale.	177
Tableau 4.2 : Valeurs obtenues par la méthode Cristofano sur la digue expérimentale.	178
Tableau 4.3 : Valeurs obtenues par la méthode Harris et Wagner sur la digue expérimentale.	179
Tableau 4.4 : Valeurs obtenues par le modèle BREACH sur la digue expérimentale. ..	180
Tableau 4.5 : Valeurs obtenues par le modèle BEED sur la digue expérimental.	181

Tableau 4.6 : Valeurs obtenues par Le modèle DAMBRK sur la digue expérimentale.	182
Tableau 4.7 : Comparaison des valeurs obtenues en mode prédictif (sans étalonnage). Cas de la digue expérimentale.	183
Tableau 4.8 : Comparaison des meilleures valeurs obtenues par les méthodes optimisées (sans étalonnage). Cas de la digue expérimentale.	184
Tableau 5.1 : Caractéristiques des digues expérimentale et hypothétique.....	233
Tableau 5.2 : Données d'entrée des Tests 1 et 2 sur la digue expérimentale et des Tests 3 et 4 sur la digue hypothétique.	234
Tableau 5.3 : Données d'entrée des Tests 5 et 6 sur des digues hypothétiques zonées.	235
Tableau 5.4 : Données d'entrée des Tests 7, 8 et 9 sur des digues hypothétiques avec protection.	236

LISTE DES FIGURES

Figure 01 : Séquences de forme de brèche résultant d'une rupture par renard.....	24
Figure 02 : Facteurs pouvant contribuer à la submersion (Hugues & Hoskins, 1994)... ..	25
Figure 1.1 : Relation entre le débit maximum (Q_{max}) et le volume (V_{max}) pour les barrages construits et naturels. (selon Evans, 1986).....	92
Figure 1.2 : Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2. (selon Macchione & Sirangelo, 1988).....	93
Figure 1.3 : Géométrie de la brèche dans le modèle 3 : a) profil en travers du barrage; b) vue de face; c) vue en plan. (d'après Giusepetti & Molinaro, 1989).....	94
Figure 1.4 : Comparaison des différents modèles d'évolution de la brèche. (selon Macchione & Sirangelo, 1990).....	95
Figure 1.5 : Écoulement par-dessus un déversoir à seuil large. (selon Brown & Rogers, 1977).....	96
Figure 1.6 : Résumé des intervalles de la submergence naissante et de la transition de l'écoulement noyé. (Chen & Anderson, 1986).....	97
Figure 1.7 : Section transversale du réservoir au niveau du barrage. (Fread & Harbaugh, 1971).....	98
Figure 1.8 : Vue de face d'un barrage montrant une formation de brèche. (Fread, 1978).....	99
Figure 1.9 : Coupe d'un barrage montrant les séquences projetées d'une rupture par débordement. (Fread, 1985).....	100
Figure 1.10 : Vue de face d'un barrage avec une brèche. (Fread, 1985).....	101
Figure 1.11 : Représentation schématique de la géométrie de la brèche :	102
Figure 1.12 : Vues de profil et vue de face d'une rupture de barrage. (selon Mojib, 1990).....	103
Figure 1.13 : Descripteurs géométriques du modèle de Mojib (1990).	104
Figure 1.14 : Rupture progressive d'une digue par débordement. (ElQaser & Ruff, 1993).....	105

Figure 1.15 : Localisation de la section de contrôle d'une digue submergée. (ElQaser & Ruff, 1993).....	106
Figure 3.1 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode Cristofano appliquée au barrage Porcupine.....	146
Figure 3.2 : Validation de BRECHE pour la méthode de Cristofano appliquée à la rupture du barrage Porcupine.....	147
Figure 3.3 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode Harris-Wagner appliquée au barrage Folsom.	148
Figure 3.4 : Validation de BRECHE pour la méthode de Harris-Wagner appliquée à la rupture du barrage Folsom.....	149
Figure 3.5 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode BREACH (Fread, 1984b) appliquée au barrage Mantaro.....	150
Figure 3.6 : Validation de BRECHE pour la méthode de BREACH (Fread) appliquée à la rupture du barrage Mantaro.	151
Figure 3.7 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode BEED (Singh, 1987a) appliquée au barrage Mantaro.	152
Figure 3.8 : Validation de BRECHE pour la méthode de BEED (Singh, 1987a) appliquée à la rupture du barrage Mantaro.	153
Figure 3.9 : Validation de BRECHE pour la méthode de DAMBRK (Fread, 1984) appliquée à la rupture du barrage Buffalo Creek.....	154
Figure 3.10 : Comparaison des cinq méthodes en mode prédictif (sans étalonnage) à l'aide de BRECHE appliquée à la digue « Cut-away » sur la rivière des Ha!Ha!.	155
Figure 3.11 : Comparaison des cinq méthodes optimisées (avec étalonnage) à l'aide de BRECHE appliquée à la digue « Cut-away » sur la rivière des Ha!Ha!.	156
Figure 4.1 : Trois hypothèses courantes de développement de la brèche.....	185
Figure 4.2 : Schéma du montage de la digue d'essai.....	186

Figure 4.3 : Le barrage durant sa mise en eau dans le canal d'essai.....	187
Figure 4.4 : Coupe type de la digue d'essai.	188
Figure 4.5 : Écoulement de l'eau par-dessus la crête le talus aval du barrage juste après l'initiation du déversement (T=17 secondes).....	189
Figure 4.6 : Initiation de l'érosion et élargissement latéral le long du talus aval du barrage (T= 30 secondes).....	190
Figure 4.7 : L'érosion en escalier atteint la jonction parement aval-crête du barrage (T= 48 secondes).....	191
Figure 4.8 : Régression de l'érosion de la crête vers l'amont (T= 88 secondes).	192
Figure 4.9 : L'augmentation de la déverse initie une brèche secondaire en rive gauche (T= 124 secondes).....	193
Figure 4.10 : La brèche ne pouvant évacuer le débit entrant dans le réservoir, le niveau continue de monter et une troisième déverse apparaît en rive droite (T= 157 secondes).....	194
Figure 4.11 : L'écoulement se concentre dans la brèche principale avec des chutes en escalier et arrache les agrégats de protection du talus amont (T= 192 secondes).....	195
Figure 4.12 : État de la brèche finale à l'arrêt de l'essai, montrant ainsi l'érosion en escalier après 600 secondes.	196
Figure 4.13 : Vue en plan et modèle topographique de la brèche finale dans la digue d'essai après 600 secondes.	197
Figure 4.14 : Vue aval en 3D de la brèche finale dans la digue d'essai après 600 secondes.	198
Figure 4.15 : Vue amont en 3D de la brèche finale dans la digue d'essai après 600 secondes.	199
Figure 4.16 : Profils longitudinaux successifs de la brèche de la digue d'essai à différentes étapes de temps. (Durée de l'essai de 07':66'' à 15':17'')....	200
Figure 4.17 : Coupes longitudinales de la digue d'essai selon différents axes transversaux après 600 secondes.	201

Figure 4.18 : Largeur de la brèche à différents axes du talus amont de la digue d'essai après 600 secondes.....	202
Figure 4.19 : Largeur de la brèche à différents axes du talus aval de la digue d'essai après 600 secondes.....	203
Figure 4.20 : Évolution dans le temps de la largeur de la brèche en crête de la digue d'essai.	204
Figure 4.21 : Hydrogrammes d'entrée et de sortie de la brèche lors de l'essai sur la digue.....	205
Figure 5.1 : Séquence de formes de brèche résultant d'une érosion par «Effet de renard» (Johnson & Illes, 1976).....	239
Figure 5.2 : Régimes d'écoulement et zones d'érosion sur la digue expérimentale en débordement.....	240
Figure 5.3 : Profils de la surface de l'eau et des vitesses sur le talus aval d'une digue, 3a. Écoulement libre de surface, 3b. Écoulement libre plongeant avec niveau d'eau aval fixe (Chen & Anderson, 1987).....	241
Figure 5.4 : Abaque de calcul du coefficient de débit pour un déversement sur une route (Bradley, 1971).	242
Figure 5.5 : Développement de la brèche ABCD à partir de la brèche initiale $A_0B_0C_0D_0$	243
Figure 5.6 : Digue expérimentale homogène en matériau non cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 1).....	244
Figure 5.7 : Digue expérimentale homogène en matériau faiblement cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 2).	245
Figure 5.8 : Digue homogène en matériau non cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 3).	246
Figure 5.9 : Digue homogène en matériau faiblement cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 4).	247
Figure 5.10 : Digue zonée avec noyau en argile. Progression de l'érosion. (Test No.5).	248

Figure 5.11 : Digue zonée avec drain vertical et tapis drainant en sable. Progression de l'érosion. (Test No. 6).....	249
Figure 5.12 : Digue avec protection du talus aval en gazon de 0,15 m d'épaisseur. Progression de l'érosion. (Test No. 7).	250
Figure 5.13 : Digue homogène avec carapace de protection en riprap sur tout son profil. Progression de l'érosion. (Test No. 8).	251
Figure 5.14 : Digue homogène avec carapace de protection en argile sur tout son profil. Progression de l'érosion. (Test No. 9).	252
Figure 5.15 : Débits sortants en fonction de la forme de la brèche (Test No. 10).	253

INTRODUCTION

0.1 Généralités

Les barrages sont construits pour les développements économiques et leurs constructions exigent de grands investissements d'argent, et des ressources naturelles et humaines. Des nombreux types de barrages construits à travers le monde, les barrages en terre sont le type le plus commun et constituent la plus grande majorité des barrages. Les barrages sont généralement conçus et construits pour fonctionner en toute sécurité au cours de leur longue durée d'exploitation. Excepté certains types d'ouvrages, en nombre limité, tels que les digues fusibles, les barrages ne sont donc pas conçus pour se rompre.

0.2 Les ruptures de barrages

Lorsqu'un barrage se disloque ou est délibérément démoli, de grandes quantités d'eau sont soudainement libérées, créant ainsi des ondes de crue capables de causer de désastreux dommages à l'aval aux installations civils ou militaires ou à l'environnement. La majorité des ondes de crue peuvent faire des dommages sérieux dans les zones urbaines et industrielles ou détruire des ponts et des routes; interrompre l'irrigation des terres agricoles, la navigation et le transport, et les activités socio-économiques; et peuvent aussi causer des pertes de vies, des dommages érosifs, sur les terres agricoles avec des impacts environnementaux désastreux. Ces dommages et ces pertes excèdent grandement le coût du barrage brisé et pourraient constituer un désastre national et avoir un effet négatif sur l'économie du pays. Jansen (1980) a noté que ces ruptures de barrage ont été approximativement de 2 000 de part le monde depuis le 12 ième siècle.

Le plus récent exemple de rupture de barrage est celui du barrage Zeyzoune en Syrie qui est survenu le 4 juin 2002. Cette rupture a fait 22 morts, causé l'inondation de 800 ha de terres agricoles, la perte de milliers de bovins et d'ovins, et la destruction de maisons et d'infrastructures routières du village de Zeyzoune, ainsi de quatre autres villages. Le coût de la révision de sa conception et sa reconstruction coûterait 25 000 000 \$ US autant que cela a coûté pour le construire la première fois en 1996.

Par comparaison avec des accidents d'autres types de structures qui ont eu lieu au 20 ième siècle et causé des dommages valant des millions de dollars, tous les types de barrage ont un bon record de sécurité, et les barrages en terre en particulier sont des structures remarquablement sécuritaires. La fréquence des ruptures a considérablement diminué depuis l'année 1900.

Les barrages sont sujets à l'usure du temps et comme conséquence, ils peuvent à un certain moment devenir dangereux. Les risques de ruptures de barrage ne sont jamais nuls. En dépit du progrès technologique dans l'ingénierie des barrages, les barrages continuent de rompre. Par exemple, durant la période de 1946 à 1955, on a enregistré 12 ruptures majeures pour 2000 nouveaux barrages construits, alors que durant la période de 1956 à 1965 on a enregistré 24 ruptures sur 2500 nouveaux barrages (Johnson et Illes, 1976). La cause de cette apparente augmentation dans les ruptures est une question de conjoncture.

Les barrages sont vulnérables à cause d'une grande variété de raisons. Ceci est spécialement vrai pour les plus vieux barrages qui ne sont pas conçus et construits sous des critères stricts tel qu'ils en existent aujourd'hui. La conception et le dimensionnement des barrages en terre sont gouvernés principalement par la qualité d'ingénierie et des matériaux disponibles; la topographie et la géologie du site les conditions climatiques, hydrologiques et sismiques, et enfin la relation avec d'autres développements aussi bien en aval qu'en amont. Bien que les critères de conception pour les barrages en terre touchent la stabilité des fondations et des remblais; des

protections sûres contre le débordement et le contrôle de l'érosion de surface, en pratique ces critères ne sont parfois pas assez sévères et les barrages continuent de rompre.

0.3 Quelques statistiques des ruptures de barrages dans le monde

Le terme « rupture » ou « bris » de barrage est utilisé dans un sens général, référant à la gamme entière de l'enlèvement de la structure entière (rupture totale), à la perte d'une large portion de celle ci (rupture partielle) suivie d'une reconstruction. (Middlebrooks, 1953). Il peut porter sur une rupture structurale par submersion due à une conception non adéquate de l'évacuateur de crue ou à l'estimation inexacte de la crue de projet ou à une augmentation rapide de l'eau stockée à l'intérieur de la limite de sécurité (Johnson et Illes, 1976).

En 1961, la publication espagnole *Revista de Obras Publicas* concernant 1 620 barrages, notait quelques 308 accidents sérieux dans une période de 145 ans entre 1799 et 1945. De ces structures qui ont rompu, elles étaient 163 en remblai de terre, 14 digues, 70 barrages poids en béton, 9 barrages voûtes, et 52 d'autres types (Tableau 0.1).

Johnson et Illes (1976) ont signalé 114 cas de ruptures : 44 ruptures se sont produites au cours du premier remplissage de la retenue (38%); 43 ruptures ont été causées par une submersion du barrage (38%); 27 ruptures sont survenues au cours de l'exploitation normale du barrage (24%).

D'après l'analyse statistique présentée par Goubet (1979), sur la base d'un nombre approximatif de 15 000 grands barrages dans le monde, il y a en moyenne 1,5 rupture de barrage par an, ce qui conduit à une probabilité de rupture de 10^{-4} par barrage et par an. Les grands barrages sont définies par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB 1974, 1983, 1995), comme des ouvrages ayant plus de 15 m de hauteur totale (mesurée à partir des fondations) ou ayant une hauteur entre 10 et 15 m

dont la capacité du réservoir ($> 10^6 \text{ m}^3$), la longueur en crête ($> 500 \text{ m}$), ou le débit de crue ($2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$).

Dans le bulletin 111 du CIGB publiée en 1998 il est mentionné qu'au cours des 25 dernières années, il y a eu 36 ruptures de barrages en terre (20 par submersion, 13 par érosion interne et 3 résultants d'un séisme) et 2 ruptures de barrages-poids (1 en béton, 1 en maçonnerie) (CIGB, 1998).

Parmi les conclusions tirées des données disponibles du rapport « Interprétation Statistique des Ruptures de Barrages » du Comité *ad hoc* constitué par le CIGB (CIGB, 1995), nous retenons celles ci :

- * Le pourcentage de rupture de barrages a décliné au cours des quatre dernières années; 2,2 % des barrages construits avant 1950 se sont rompus. Le taux de rupture relatif aux barrages construits depuis 1951 (à l'exclusion de la Chine) est inférieur à 0,5 %.
- * En valeur absolue, la majorité des ruptures concerne de petits barrages mais ceux-ci constituent aussi la majorité des barrages construits. Les caractéristiques des petits barrages diffèrent peu de ceux des grands barrages de 10 à 15 m de hauteur, sauf leurs capacités de stockage qui est de $0,1$ à 10^6 m^3 .
- * Ce sont les barrages construits au cours de la décennie 1910-1920 qui ont subi le taux de rupture le plus élevé à cause de la première guerre mondiale.
- * Dans les barrages en remblai, la submersion constitue la principale cause de rupture (31% comme cause principale, 18% comme cause secondaire), suivie par l'érosion interne du corps du barrage (15% comme cause principale et 13% comme cause secondaire) et l'érosion interne des fondations (12% comme cause principale et 5 % comme cause secondaire).

- * Quand la rupture est imputable aux ouvrages annexes, c'est l'insuffisance de capacité des évacuateurs qui intervient le plus fréquemment (22% comme cause principale et 39% comme cause secondaire).

Différents types et modes de rupture de barrage en béton et en terre

Les barrages peuvent rompre graduellement ou soudainement. Le type de rupture dépend de la cause de rupture, et du type de barrage. Le mode de rupture dépend du type de cause de la rupture et des caractéristiques individuelles du barrage.

La rupture d'un barrage en béton est instantanée, 20 à 30 minutes. Ainsi l'onde de crue résultante est courte avec un débit de pointe très élevé.

Les désastres documentés des ruptures des barrages en terre indiquent un mode de rupture graduel et progressif (Ponce et Tsivoglou, 1981). Singh et Snorrason (1982) ont noté que la durée de formation de brèches de barrage en terre peut varier de 15 minutes à plus de 5 heures. Ponce (1982) a mentionné que la formation de la brèche pourrait même durer de 3 à 12 heures. Dans certains cas de remblai non construits avec des pentes naturelles, la rupture peut durer de 24 à 48 heures et se fait toujours sur la profondeur totale du remblai (Basell, 1904). Donc celle ci engendrera une onde de crue plus longue et de moindre amplitude que celle associée à une rupture instantanée. En clair, la plupart des barrages en terre ne rompent pas instantanément, et l'hypothèse de la rupture instantanée pour de tels barrages est non défendable.

L'arrivée soudaine de l'eau dans la vallée génère une onde de crue qui se superpose à l'écoulement de la rivière et son front a la forme d'un raz de marée. Une onde négative se crée aussi en dans le réservoir fermé par le barrage et se propage vers l'amont dans le réservoir. La section disloquée du barrage (qui en fait est la brèche) devient le principal passage pour l'évacuation de la masse d'eau du réservoir.

0.5 Causes de rupture des barrages en terre

La rupture d'un barrage en terre peut être accidentelle ou délibérée, naturelle ou l'œuvre de l'homme. Les ruptures accidentelles peuvent être le résultat de la détérioration naturelle de la structure, d'événements naturels extraordinaires tels que les pluies et les crues extrêmes, les tremblements de terre, les éboulements de rocher et les glissements de terrain dans le réservoir, les infiltrations, la détérioration des fondations hétérogènes, la mauvaise qualité de construction et des matériaux utilisés, l'effet de renard, le débordement, l'action d'onde, etc.. Les causes impliquant l'homme incluent les actes de guerre, les sabotages, la démolition dans l'intérêt public, la reconstruction, les défauts de conception, l'exploitation inappropriée du réservoir, mauvais choix du site etc. Les principales causes de rupture des barrages en terre, des barrages poids et en voûte sont listées au tableau 0.1.

Les barrages en terre sont plus sujets susceptibles à la rupture que les autres types de barrages. Le bris d'un barrage en terre est dû souvent au débordement par-dessus ce dernier ou à l'effet de « renard ». La modélisation de bris de barrage due à l'une ou l'autre de ces causes est d'une importance fondamentale pour le développement des programmes de sécurité des barrages.

Schnitter (1993) a analysé plus de 90 ruptures de barrages de plus de 15 m de hauteur construits après 1900 et a trouvé que presque la moitié de celles ci est due à la surverse. Dans 41% de ces cas, la capacité de l'évacuateur de crue a été sous estimée et les 21% des cas de surverse ont été causés par des problèmes liés aux opérations des vannes d'évacuateur de crue. Le tassement de la crête, l'érosion par l'aval, et l'instabilité structurale sont les autres causes de ruptures de barrage.

À partir de l'étude de 300 barrages de partout dans le monde, Biswas et Chatterjee (1971) ont trouvé qu'approximativement 35 % des désastres sont dus à la

sous évaluation de la crue de projet de l'évacuateur de crue. Les causes des autres 25 % sont le résultat d'une revanche inadéquate ou d'éboulement de rochers. Le reste des 40 % est dû à des conceptions inappropriées, à l'application ou fonctionnement au programme d'entretien inadéquats, à l'utilisation de matériaux de qualité inférieure, à la poussée due aux glaces, et autres.

Penman (1986) a noté que les causes de rupture des barrages en remblai sont presque également partagées entre l'érosion par submersion ou l'érosion interne (renard).

Berga (1992) a relevé que 41 % des ruptures historiques des barrages sont causées par la crue de projet qui a été dépassée. Des 794 incidents catalogués dans la publication ASCE (1988), 91 barrages ont été submergés.

Loukoula *et al.* (1993) ont noté que 80 % de presque 87 000 barrages en Chine sont des barrages en remblai et plus de 90 % sont des petits barrages. 3,3 % des ruptures de barrages en Chine sont associées aux barrages en terre et 96 % aux petits barrages et réservoirs. La principale cause de rupture est la surverse due aux fortes précipitations et aux crues qui s'en suivirent, à des critères de conception mal adaptés aux petits barrages et aux problèmes opérationnels dans l'exploitation des ouvrages.

Middlebrooks (1953) a présenté un bref historique des barrages en terre et en enrochement incluant une discussion sur les types de rupture. Il a listé les barrages aux États-Unis en donnant les performances insatisfaisantes depuis 1914, et résumé les causes d'insuffisance des barrages en terre, comme montré au tableau 0.2. Il a aussi rapporté les ruptures à l'âge de la structure en pourcentage du nombre total de structures comme montré au tableau 0.3. La submersion, les glissements, et les fuites dans les conduites sont les principales causes de rupture des barrages en terre. Par ailleurs, la rupture par glissement des talus est plus probable dans les premières années qui suivent la mise en eau du barrage qu'après. Ceci est aussi vrai pour les fuites dans les conduites. La rupture par renard est plus probable dans les cinq premières années de mise en

service. Le débordement est indépendant du barrage et peut avoir lieu à n'importe quel moment de la vie de la structure. L'analyse de Middlebrooks a cependant montré que la rupture est plus probable durant les 20 premières années qu'après. Ceci, bien sûr, est entièrement empirique.

Dans le cas particulier des barrages en terre, les causes et les types de rupture les plus communs peuvent être résumés comme suit :

1. Submersion causée par des crues extrêmes.
2. Rupture structurale due à l'érosion interne (percolation).
3. Rupture structurale due au cisaillement (glissement).
4. Rupture structurale due aux problèmes de fondations.
5. Rupture due aux séismes naturels ou provoqués.

Le tableau 0.4 donne les statistiques générales des ruptures pour tous les modes de bris de barrage, séparant celles survenues durant l'exploitation, du total des ruptures. La fréquence historique de rupture des grands barrages en terre est estimée être de 1,2 % durant la vie du barrage (136 ruptures depuis 1986 de barrages en terre sur les 11 192 barrages construits dans le monde en excluant la Chine et le Japon avant 1930). Cette fréquence est légèrement réduite à 1,1 % durant la vie d'un barrage pour les ruptures ayant lieu seulement pendant que le barrage est en exploitation. La probabilité historique annuelle de rupture des grands barrages en terre est estimée être $4,5 \times 10^{-4}$ par barrage par an (136 ruptures depuis 1986 de barrages en terre dans un estimé de 300 400 barrages en terre). Celle ci est quelque peu réduite à $4,1 \times 10^{-4}$ par barrage par an si les ruptures ayant lieu durant la construction sont exclues. Ce cas de figure est réduit de 30 % si aucun des 11 192 barrages n'avait rompu depuis 1999.

0.6 Rupture par renard des barrages en terre

L'érosion interne et l'effet de renard sont une cause de ruptures et d'accidents affectant les barrages en terre. Pour les grands barrages, jusqu'à 1986, les statistiques de rupture sont présentées au tableau 0.5.

Donc de la moitié de toutes les ruptures est due à la formation de renard, 42 % de ces ruptures ont lieu durant le premier remplissage, et 66 % au premier remplissage et à l'intérieur des cinq premières années d'exploitation, mais le danger de renard est continu durant la vie d'un barrage. Ceci a été reconnu par beaucoup de propriétaires des barrages quand il s'agit d'évaluer la sécurité de ces barrages en exploitation.

L'origine du renard est généralement au bas du barrage, à cause des hautes pressions hydrostatiques. Le renard résulte de différences de pression élevées entre les zones aval et amont de l'ouvrage. La rupture par renard débute à l'exutoire des percolations et progresse vers la limite amont de l'ouvrage. L'augmentation du débit de percolation et de la vitesse d'écoulement produit une augmentation continue de l'érosion des matériaux du barrage ou de la fondation. Un chemin préférentiel, appelé « conduite », est alors formé à travers le barrage. À partir de ce moment, l'écoulement passe d'un écoulement interstitiel à un écoulement sous pression dans une conduite fermée. Une fois que la conduite s'est formée, la brèche initiale progresse assez rapidement, jusqu'à ce que la portion du barrage par-dessus la conduite devienne instable et cède (la séquence de l'événement est illustrée en figure 0.1 tirée de Johnson et Illes, 1976). Dès cet instant la rupture évolue de la même manière que dans le cas de la submersion. Cependant, par comparaison, la brèche due au renard grandit à un taux beaucoup plus rapide que celle par érosion de surface. Sous l'effondrement de la conduite, un front d'onde peut être formé avec un écoulement hautement torrentiel dans le canal aval. De plus, une onde négative peut se développer dans le réservoir.

Une des principales causes de rupture de barrage par renard est l'absence de drainage adéquat pour rabattre la pression hydrostatique. Les mesures permettant de

prévenir les renards comprennent l'allongement des chemins de percolation, l'application de géotextiles l'utilisation de filtre, l'adoption de murs de coupure.

L'intervalle de temps durant lequel la rupture par renard s'est développée et les signes d'alerte observés montre que le processus de renard se développe souvent rapidement laissant peu de temps pour les interventions de confortement.

Le phénomène de renard, survenant à travers ou au-dessous d'ouvrages de retenue d'eau, a été étudié depuis des décennies. Des essais en laboratoire sur modèles réduits constituent une autre approche pour obtenir une solution appropriée pour ce genre de problème. Des essais ont été exécutés en Allemagne et aux Pays-Bas, par Seed (1981); et par De Witt et *al.* (1981). Harza (1935) proposa le premier une méthode d'analogie électrique pour étudier le phénomène de renard.

Foster et *al.* (2000), ont développé une méthode pour évaluer la probabilité relative de rupture de barrage en terre par formation de renard. Cette méthode nommée UNSW, est basée sur une analyse historique des ruptures et des accidents dans les barrages en terre. La probabilité de rupture de barrage par formation de renard est estimée en ajustant la fréquence historique de rupture par renard au moyen de facteurs de pondération qui prennent en compte le zonage du barrage, les filtres, l'âge du barrage, les types de sol dans le noyau, le compactage, la géologie de la fondation, la performance du barrage et les mesures de surveillance. La méthode est destinée à réaliser seulement des évaluations préliminaires, comme une méthode de classement pour un portfolio de classement d'évaluation de risques, pour identifier les barrages auxquels une priorité doit être accordée pour des études détaillées, et comme une vérification pour les méthodes de représentation en arbre des événements.

0.7 Rupture par submersion des barrages en terre

La submersion appelée aussi débordement ou surverse par-dessus la crête du barrage en terre est due au mauvais fonctionnement de l'évacuateur de crue ou à l'insuffisance d'évacuation de celui-ci (sous dimensionnement). Elle peut aussi être due à la mauvaise estimation de la crue de projet (manques de données ou méthode désuète d'estimation).

Un débordement d'un barrage en terre est fatal pour celui-ci. Il entraîne une érosion superficielle qui se développe en brèche jusqu'à la rupture totale du barrage. L'érosion de la brèche s'arrête lorsque le lac est totalement vidé ou bien lorsqu'elle atteint une zone non érodable comme la fondation du barrage (*bedrock*) ou une zone de protection d'érosion (Fread et *al.*, 1973) appelé aussi zone de retardement d'érosion.

La submersion des barrages en terre a souvent été citée comme la première cause de toutes les ruptures documentées des grands barrages, et de la majorité des ruptures impliquant des petits barrages. La submersion peut avoir lieu à n'importe quelle étape de la vie d'un barrage. Le risque de sérieux dommages de rupture est une fonction de la conception et d'autres facteurs.

Les défauts qui peuvent mener à la submersion incluent la capacité inadéquate de l'évacuateur de crue, la défaillance de maintenance pour le contrôle des équipements installés sur ou dans le barrage, le tassement causé par l'effet de renard ou par un compactage insuffisant, la stabilité du remblai, l'exploitation incorrecte du barrage, et même le vandalisme, comme montré en figure 0.2 et au tableau 0.6.

Cependant, pour chacune de ces causes de submersion, il peut y avoir une multitude d'autres facteurs qui peuvent initier le processus de rupture. Par exemple, une rupture par renard ou par érosion interne entraîne *de facto* un tassement de la crête et irrémédiablement la submersion qui peut alors faire céder l'ouvrage. Par conséquent il est souvent difficile de spécifier une raison unique de rupture. Néanmoins plusieurs

analyses de types de rupture ont été exécutées durant les années, la majorité de celles ci attribuent jusqu'à 30 % de toutes les ruptures à la submersion.

À partir des discussions ci-dessus, il est clair que dans 60 % des cas, la rupture de barrage est causée par la submersion ou par renard (USCOLD, 1975; Middlebrooks 1953). Les exemples suivants illustrent la rupture due à la submersion et l'érosion interne (Penman, 1986).

Estrecho de Rientes (45,7 m) a été construit en 1755-1789 en Espagne. Il était le plus haut barrage en remblai au moment de sa construction. La digue a fissuré pour la première fois en février 1802, et a rompu en avril de la même année, causant une crue qui a détruit une partie de la ville de Loca et noyé 600 personnes. La cause exacte de la brèche n'est pas certaine.

Le barrage South Fork (21,9 m) a été construit en 1839, en Pennsylvanie (Etats-Unis). C'est un barrage en terre avec un talus amont de 1:2 et un bief aval en enrochement avec une pente de 1:1,5 et une crête et une revanche larges de 3 m. Le barrage a rompu à cause de la submersion qui a eu lieu pendant le jour, le 31 mai, 1989. Il a résisté à une profondeur de 0,5 m d'eau par-dessus la crête durant 3,5 heures à partir de la formation de la brèche. L'eau évacuée a causé la perte de 2209 vies.

Le barrage de Teton (93 m), construit en 1975 en Idaho (Etats-Unis), est le plus grand barrage en remblai qui a rompu. Il a été construit primitivement à partir de silt à travers la vallée en roche volcanique de la rivière Teton. Il a rompu au premier remplissage lorsque le niveau du réservoir avait seulement 1 m au-dessous de la vanne du déversoir (9,2 m sous la crête). Le barrage a rompu à 11 : 57 du matin, le 5 juin 1976. À l'intérieur de 6 heures le réservoir de 27 km de longueur a été pratiquement vidé et 2,5 hm³ de matériau adjacent à l'appui droit ont été emportés. À 7h du matin de ce jour, un écoulement permanent d'eau a été observé venant du sommet adjacent à l'appui droit. Dès les premières heures de l'événement, une évacuation d'eau boueuse à partir

du talus aval due à une action de sape, et la formation de tourbillon ont mené à la ruine du barrage.

La fermeture de la rivière Ha! Ha! à l'aide d'un barrage principal en béton, de digues d'appui et d'une digue de revanche, (la digue « Cut-away ») a créé le artificiel Ha! Ha!. La digue « Cut-away » était un ouvrage en terre de 2 à 3 m de hauteur, de 162 m de longueur et de 5 à 6 m de largeur en crête. Ses parements aval et amont ont une pente de 1V : 2,5 H et la digue et sa fondation étaient constituées de silt, sable et gravier. Du 19 au 21 juillet 1996, le bassin de la rivière Ha! Ha! a reçu une précipitation totale de 213 mm. L'ouverture des vannes au barrage principal n'ayant pas permis de contrôler ces apports exceptionnels, la montée du niveau du lac a atteint vers 2 heures du matin le 19 juillet, la cote de la crête de la digue « Cut-away ». La submersion de la digue « Cut-away » a développé une brèche de 16 m de hauteur et de 128 m de largeur dans la digue et sa fondation ainsi que le creusement d'un chenal de 100 m de largeur et de 2 km de longueur dans le terrain naturel. Le débit de rupture a été transmis à la vallée en aval par le truchement du chenal et a rejoint ainsi le lit normal de la rivière.

La plus récente rupture est celle du barrage Zeyzoune de 42,5 m de hauteur mis en service en 1996. Il était construit d'une digue en enrochement avec un noyau imperméable en argile. La digue se situe à 3 km de Quastoun avec une capacité maximal de 71 hm³. Le réservoir fournit l'eau pour l'irrigation de 17 400 ha de terres. Le coût de réalisation est de 25 000 000 \$ US. La rupture s'est produite le 4 juin 2002 et c'est 68 hm³ d'eau, représentant son volume utile qui se sont échappés. Les conséquences ont été la perte de vie de 22 personnes, l'inondation de 800 ha de terres agricoles, la mort de milliers de bovins et d'ovins. Le village de Zeyzoune et ses 140 habitations ainsi que quatre autres villages, Mchik, Kastoun, Zyara et Karkour ont été totalement noyés par les eaux du barrage disloqué. Le ministère de l'irrigation a estimé que l'accident s'est produit par surverse créant une brèche de 80 m et une fissure de 800 mètres dans le reste de la digue. Le volume d'argile et de matériau d'enrochement nécessaire pour réparer le

barrage est estimé à 2 500 000 m³ et la révision des études du projet et de sa reconstruction coûteraient environ 25 000 000 \$ US et dureraient 6 années.

Ces accidents ont emmené les propriétaires de barrages et les responsables de la protection civile à créer des systèmes d'alarme et de secours ainsi que des plans de protection des crues et d'aménagement. Pour ce faire la connaissance de l'hydrogramme de crue (débit sortant de la brèche en fonction du temps $Q_b(t)$), du temps de développement et des caractéristiques de la brèche (forme et taille) et le calcul de la propagation de la crue à travers la vallée sont requis.

Le principal objectif de l'analyse de la brèche de barrage est une estimation réaliste de l'hydrogramme du débit sortant du bris de barrage. L'hydrogramme de crue d'un bris de barrage serait affecté par le développement de la brèche qui dépend de nombreux facteurs, tel que la hauteur du barrage, le volume de retenue, le type de barrage, la résistance des matériaux et la qualité de la construction.

Cette thèse présente par conséquent, plusieurs aspects de la modélisation de la formation de brèche par surverse sur une digue en terre.

L'analyse de quelques modèles et méthodes physiques permettra de les comparer et d'en tirer les conclusions. L'étude expérimentale en laboratoire d'une formation de brèche permettrait de mieux comprendre le processus d'érosion et de formation de brèche lors d'une surverse par-dessus une digue en terre. Toutes ces études aideraient à la formulation et au développement d'un modèle numérique plus près de la réalité pour l'évaluation d'une rupture d'un barrage en terre par surverse.

L'effet de renard ne sera pas considéré dans cette thèse puisque à un certain moment de la rupture le processus est le même que celui d'une submersion.

Références

ASCE (1988). Lesson from Dam Incidents – USA II; New York (American Society of Civil Engineers).

BASELL, L. (1904). Earth Dams : A Study; New York (The Engineering News Publication Company).

BERGA, L. (1992). New Trends in Design Flood Assessment, ICOLD Symposium on Dams and Extreme Floods, Granada, Spain, Septembre 1992.

BISWAS, A. K. et CHATTERJEE, S. (1971). Dam Disasters – an Assessment, Engineers Journal, (Canada), **54**(3), pp. 3-8.

CIGB (1974). Leçons tirées des accidents de barrages, Paris, p.35.

CIGB (1983). Détérioration des barrages et des des réservoirs, Paris.

CIGB (1995). Rupture de Barrage – Analyse statistique, Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin 99, p. 73.

CIGB (1998). Étude d'Onde de Rupture de Barrage - Synthèse et Recommandations, Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin 111, p. 301.

DE WITT, J. M., SELLMEYER, J. B. et PENNING, A. (1981). Laboratory Testing on Piping, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, part 1, p. 517, p. 43.

FOSTER, M., FELL, R., et SPANNAGLE, M. (1998). Analysis of Embankment Dam Incidents. UNICIV Report N°. R-374, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, Australia. ISBN 858451 349 3.

FOSTER, M. A. (1999). The Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping, Ph.D. thesis, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, Australia.

FOSTER, M., FELL, R., et SPANNAGLE, M. (2000). The Statistics of Embankment Dam Failures and Incidents. Canadian Geotechnical Journal, **37**(5), pp. 1000-1024.

FREAD, D. L. et HARBAUGH, T. E. (1973). Transient Hydraulic Simulation of Breached Earth Dams. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 99, N° HY1, January, 1973, pp. 139-153.

GOUBET, A. (1979). Risques Associés aux Barrages, La Houille Blanche, N° 8, p. 35.

HARZA, L. F. (1920). Uplift and Seepage under Dams on Sand. (Proceedings of American Society of Civil Engineers), p. 43.

HUGUES, A. K. et HOSKINS C. G. (1994). A Practical Appraisal of the Overtopping of Embankment Dams, Reservoir Safety and Environment. Thoms Telford, London, pp. 260-270.

JANSEN, R. B. (1980). Dams and Public Safety, A water resources Technical Publication, Denvers, CO (Water and Power Resources Services, U.S. Department of the Interior).

JOHNSON, F. A. et ILLES, P. (1976). A Classification of Dam Failures, Water Power and Dam Construction, **28**(12), pp. 43-45.

LOUKOULA, E., REITER, P., SHEN, C., et PAN, S. (1993). Embankment Alla Rottura di Dighe in Terra, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, Memorie e Studi, N. 139.

MIDDLEBROOKS, T. A. (1953). Earth-Dam Practice in the United States, Transaction of the American Society of Civil Engineers, **118**, pp. 697-722.

PENMAN, A. D. M. (1986). On the Embankment Dam, Geotechnique, **36**(3), pp. 303-348.

PONCE, V. M. et TSIVOGLIOU, A. J. (1981). Modeling Gradual Dam Breaches, Journal of the Hydraulics Division (Proceeding of American Society of Civil Engineers), Vol. 107, N°. HY7, pp. 829-838.

PONCE, V. M. (1982). Documented Cases of Earth Dam Breaches, SDSU Civil Engineers. Series, N°. 82149, 43 p.; San Diego State University, San Diego, CA.

SCHNITTER, N. J. (1993). Dam Failures Due to Overtopping; in : Proceeding International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindewald, Switzerland, Vol. 1, pp. 13-19.

SEED, H.B. (1981). Laboratory Study of Hydraulic Fracturing, Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol. 107, N° GT6, p. 43.

SINGH, K. P. et SNORRASON, A. (1982). Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models, SWS Contract Report 289, 179p., Surface Section, State Water Survey Division, Illinois Department of Energy and Natural Resources, Champaign, IL.

USCOLD (1975). Lesson from Large Dams, Report of the Committee on Failures and Accidents to Large Dams of USCOLD, published by American Society of Civil Engineers, New York.

Tableau 0.1 : Principales causes de rupture de barrages (Johnson et Illes, 1976).

Type de barrage	Cause de rupture
Barrage en terre	Submersion
	Renard
	Fondation
	Action d'onde
Barrage-poids	Glissement
	Submersion
	Fondation
Barrage voûte	Éboulements de rochers
	Saturation
	Charge excessive due à une crue extrême
	Cisaillement
	Submersion causant une érosion de la fondation

Tableau 0.2 : Causes d'insuffisances des barrages en terre (Middlebrooks, 1953).

Cause de rupture partielle ou complète	Pourcentage du total
Submersion	30
Infiltration	25
Glissement	15
Fuite de conduite	13
Talus pavés	5
Divers	7
Inconnue	5

Tableau 0.3 : Relation entre la rupture et l'âge de la structure, en pourcentage du nombre total de structures (Middlebrooks, 1953).

Nombre d'année depuis la mise en eau	Cause de rupture			
	submersion	Fuite de conduite	Infiltration	glissement
0 – 1	9	23	16	29
1 – 5	17	50	34	24
5 – 10	9	9	13	12
10 – 20	30	9	13	12
20 – 30	13	5	12	12
30 – 40	10	4	6	11
40 – 50	9	0	6	0
50 – 100	3	0	0	0

Tableau 0.4 : Statistique générale des ruptures des grands barrages depuis 1986 excluant les barrages construits au Japon avant 1930 et en Chine (Foster, 2000).

Mode de rupture de barrages en terre	Nombre de cas de ruptures	
	Autres ruptures	Ruptures en exploitation
<u>1- Submersion et ouvrages</u>		
Submersion	6	40
Évacuateur de crue-vannes	1	15
Sous total	7	55
<u>2- Effet de renard</u>		
À travers le remblai	1	38
À travers la fondation	1	18
À partir du remblai à la fondation	0	2
Sous total	2	57
<u>3- Glissement</u>		
Aval	2	4
Amont	0	1
Sous total	2	5
4- Séisme-Liquéfaction	0	2
5- Mode non connu	1	7
Total du nombre de ruptures	12	124
Total du nombre des ruptures dont le mode est connu	11	117
<i>Note</i> : Nombre de barrages en terre	11 192	11 192

**Tableau 0.5 : Pourcentage du total des ruptures pour chaque mode de rupture
(Foster et al. 1998 et 2000; Foster 1999).**

Mode de rupture	% du total des ruptures
Renard à travers le remblai	31
Renard à travers la fondation	15
Renard à partir du remblai à la fondation	2
Instabilité des pentes	4
Submersion	46
Séisme	2

Tableau 0.6 : Facteurs cités comme causes des ruptures / accidents par submersion (Hugues & Hoskins, 1994).

- * MANQUE DE SUPERVISION DURANT LA CONSTRUCTION
- * PROBLÈME DE PRÉVISION ET D'ÉVACUATION DES CRUES PAR LA DÉRIVATION PROVISOIRE DE LA RIVIÈRE DURANT LA CONSTRUCTION
- * INTERRUPTION DU TRAVAIL DURANT LA CONSTRUCTION
- * PROBLÈME D'ACCÈS
- * CAPACITÉ INADÉQUATE DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE
- * SABOTAGE
- * VANDALISME
- * ÉLÉVATION INAPPROPRIÉE DU REMBLAI
- * BATARDEAU DE CRÊTE
- * PROBLÈMES DES VANNES SEGMENTS
- * PERTE DE L'ALIMENTATION D'ÉNERGIE
- * VANNES GELÉES
- * MAINTENANCE INSUFFISANTE FOURNIE AUX SOUPAPES ET AUX VANNES
- * RÉSERVOIRS VIDES / ABANDONNÉS
- * GLISSEMENT DE TERRAIN
- * RUPTURES EN CASCADE

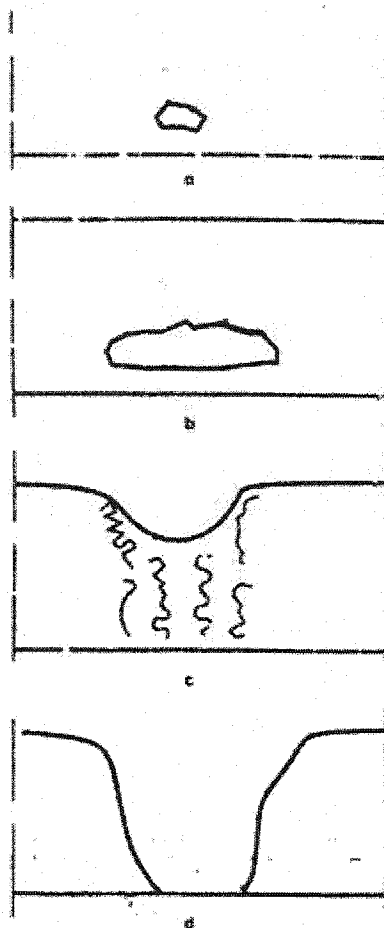


Figure 01 : Séquences de forme de brèche résultant d'une rupture par renard.

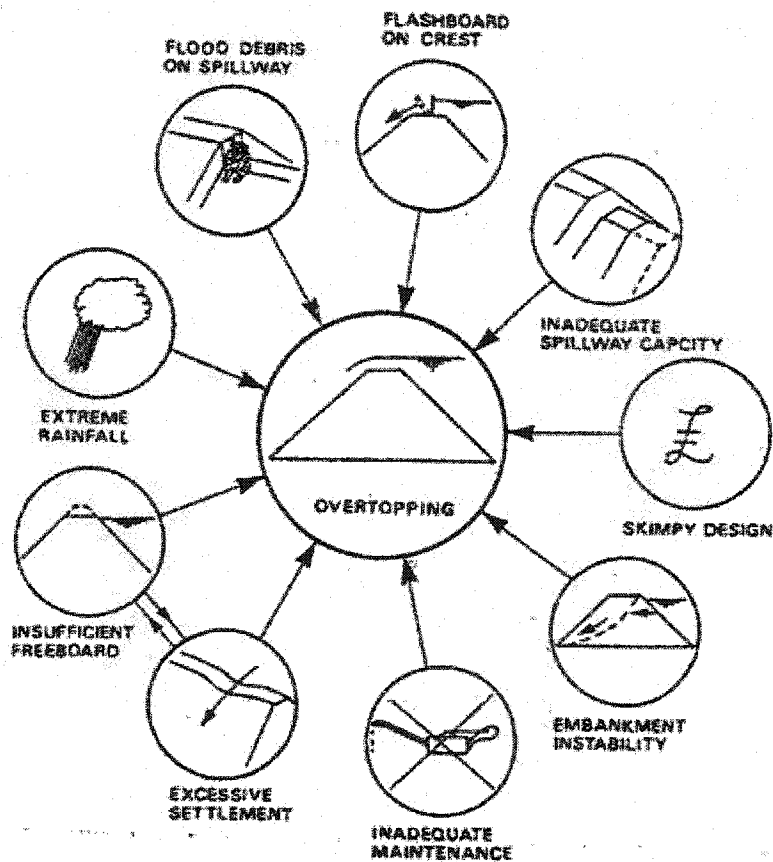


Figure 02 : Facteurs pouvant contribuer à la submersion (Hugues & Hoskins, 1994).

CHAPITRE I

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Revue générale

Les études et les modèles de formation de brèche examinés dans la littérature sont décrits brièvement dans les paragraphes suivant : Une attention particulière sera accordée aux modèles physiques, qui seront un peu plus détaillés.

La brèche est une ouverture formée dans le barrage lors de son bris. Dans les études antérieures pour prédire l'inondation en aval due aux ruptures de barrage, il est habituellement supposé que la rupture d'un barrage est complète et instantanée. Dans leurs examens des ondes de crue de rupture de barrage, les auteurs tels que Ritter (1982, Dressler (1952), Stocker (1957), Su et Barnes (1970), et Sakkas et Strelkoff (1973) ont supposé que la brèche englobe le barrage entier et qu'elle a lieu instantanément. D'autres auteurs comme Schocklitsch (1917) et Army Corps of Engineers (1960) ont pourtant reconnu la nécessité de considérer les brèches plutôt partielles que complètes.

Ces hypothèses de brèches complètes et instantanées sont utilisées pour des raisons de convenance lors d'applications de certaines techniques mathématiques pour analyser les ondes de crue de ruptures de barrages. Ces hypothèses sont quelque peu appropriées pour les barrages voûtes, mais ne le sont pas pour les barrages en terre et les barrages poids.

Les ruptures de barrage en terre ont mis en lumière le besoin d'examiner la nature et l'importance des inondations qui font suite à la rupture des digues, de même que leurs comportements lors d'un débordement.

La décharge subite de l'eau retenue dans des réservoirs naturels ou construits par l'homme par conséquence d'un glissement de terrain a été responsable de quelques désastres majeurs dans le monde. Le niveau de détail des analyses hydrologiques et hydrauliques nécessaires pour évaluer les conséquences d'une crue de rupture de barrage dépend du danger qui guette les vies humaines et leurs biens. La valeur du débit de pointe causé par une rupture de barrage est contrôlée par plusieurs facteurs. Les plus importants de ces facteurs sont le volume de l'eau dans le réservoir, la hauteur et la longueur, la structure, les matériaux constituant le barrage, le mécanisme de rupture et la topographie en aval.

Les prédictions des niveaux de crue en aval et les débits résultants à partir d'une hypothétique rupture de barrage requiert en premier l'estimation de l'hydrogramme de débit sortant par la brèche. Cet hydrogramme peut être estimé en se basant sur les analyses statistiques des données historiques d'écoulement de brèche de barrage ou il peut être prédit en utilisant un modèle hydraulique numérique couplé à un modèle de développement de brèche dans le temps. De tels modèles du processus de développement de brèche sont généralement paramétriques (exigeant encore l'utilisation d'une approche statistique pour estimer les paramètres de brèche à partir de données de rupture historiques) ou basés sur le principe « érosion- transport de sédiment ».

La prédiction des écoulements de brèche à partir de paramètres de brèche tirés d'analyses statistiques des données historiques conforte souvent de grandes incertitudes. Ceci est dû à la quantité extrêmement variable et à la nature subjective des données historiques disponibles. Ces données ne sont représentatives que d'une gamme limitée de types de barrages en terre et de réservoir. L'autre alternative de modélisation numérique de la rupture de barrage est aussi associée à des incertitudes dues au mécanisme même d'érosion qui relève de la brèche du barrage ou des matériaux du barrage, et au choix des relations transport des sédiments qui ne sont pas applicables ou ne sont pas validés aux conditions du régime d'écoulement ayant lieu durant la rupture du barrage. Une variété d'équations empiriques basées sur les crues enregistrées et de

modèles numériques basés sur le processus physique de rupture a été proposée pour estimer les débits de pointe lors d'une rupture de barrage.

Dans la section 1.2 nous allons énumérer les équations empiriques sans trop de commentaires. Par la suite nous élaborerons un peu plus sur les différents modèles numériques disponibles, en mettant l'accent sur le processus de formation et d'élargissement de la brèche.

1.2 Modèles empiriques

Plusieurs méthodes simples de propagation de la crue qui demandent une petite somme de données et d'effort ont été développées pour l'estimation du débit de pointe à l'amont du barrage rompu (Sakkas 1980; Hagen 1982; Costa 1985; « Simplified » 1981). Chacune de ces méthodes requiert un estimé du débit de pointe de sortie du réservoir. Les formules empiriques pour l'estimation du débit de pointe de sortie causé par une rupture graduelles de barrage sont présentées par Kirkpatrick (1977), Hagen (1982), MacDonald et Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), « Simplified » (1981), « Guidelines » (1986), et Evans (1986), tandis que des formules analytiques basées sur une rupture instantanée sont décrites par Cecilio et Strassburger (1974) et Price et *al.* (1977).

Plusieurs débits de pointe utilisés pour développer des relations empiriques ont été mesurés à une distance substantielle en aval de la brèche du barrage et seraient significativement plus petits que ceux sortant du réservoir. Plusieurs chercheurs ont déjà proposé des guides d'évaluation des paramètres de brèche. Tous sont basés sur des analyses de ruptures antérieures.

Selon Fread (1981) une brèche à sa forme finale a une largeur moyenne comprise entre une et trois fois la hauteur du barrage et la pente de ses joues se situe entre la verticale et 2V:1H. Il affirme aussi que le temps de formation de la brèche varie de

quelques minutes à plusieurs heures. Johnson et Illes (1976) font état de paramètres analogues.

Fread (1981) a présenté des équations permettant d'évaluer le débit de pointe de sortie pour les ruptures instantanées et graduelles, à partir d'une hauteur et d'une largeur de brèche présumées, d'une superficie de réservoir, d'un temps présumé de formation de brèche et des apports laminés par le réservoir. Une de ces équations se présente comme suit (Fread, 1981) :

$$Q_p = 3.1 W \left[C / (T + C / \sqrt{H}) \right]^3 \quad 1.1$$

où

$$C = 23.4 S_a / W \quad 1.2$$

Q_p est le débit de pointe (ft^3/s),

W est la largeur moyenne de la brèche (ft),

T est le temps de formation de brèche (heure),

H est la hauteur du barrage (ft),

S_a est la superficie du réservoir (acre).

Le Bureau of Reclamation (1982) utilise une approche informatique à partir des ruptures historiques de barrages et l'application adéquate de courbes enveloppes pour obtenir l'équation suivante (Design of Small Dams, 1987) :

$$Q_p = 75 D^{1.85} \quad 1.3$$

où

Q_p est le débit de pointe (ft^3/s),

D est la profondeur d'eau derrière le barrage au moment de la rupture (ft).

Le Subcommittee on Emergency Action Planning of ICOLDS (1983) a développé une équation de débit de pointe de la brèche, en se basant sur les données historiques (Design of Small Dams, 1987) pour donner :

$$Q_p = 370 (HS)^{0.5} \quad 1.4$$

où

Q_p est le débit au barrage (ft^3/s),

H est la hauteur d'eau dans le réservoir mesuré à partir du lit du fleuve (ft),

S est la capacité de stockage du réservoir correspondant à H (acre-ft).

Froehlich, (1995) rapporte que le Soil conservation Service (SCS) a fourni une procédure pour l'estimation des débits de pointe Q_p à partir de bris de barrage comme suit:

Pour $H_w > 31.4 \text{ m}$

$$Q_p = 16.6 H_w^{1.85} \quad 1.5$$

où

H_w est la profondeur du réservoir au barrage et au moment de la rupture, mesurée à partir du fond de la brèche finale.

Pour $H_w < 31.4$ m

$$Q_p = 0.000421 B_r^{1.35} \quad 1.6$$

où

B_r est le facteur de brèche définie comme suit $B = V_w \times H_w / A$ (m),

V_w est le volume du réservoir au moment de la rupture (m^3),

$A = W \times H$ est la surface de la section de la digue à l'emplacement de la brèche (m^2),

W est la largeur moyenne de la digue du fond de la brèche finale au sommet de la digue (m),

H est la distance du fond de la brèche finale au sommet de la digue (m).

L'équation (1.6) devient alors :

$$Q_p = 0.000421 \left[\frac{V_w H_w}{W H} \right]^{1.35} \quad 1.7$$

D'autres études comme celles de Costa (1985) se sont basées sur le produit ($V_w \times H_w$) comme facteur du barrage (*Dam Factor*). Sur la base des débits de pointe mesurés à partir de barrages construits, incluant les barrages en remblai et les barrages en béton, Costa (1985) a développé l'équation suivante pour prédire le débit de pointe à partir d'un bris de barrage :

$$Q_p = 0.763 (V_w H_w)^{0.42} \quad 1.8$$

MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) présentaient une série de courbes permettant d'évaluer les dimensions et le temps de formation de brèches. Ainsi à partir de la hauteur du barrage et du volume d'eau qui serait évacué par la brèche, il est possible de calculer un " *facteur de formation de brèche* " qui sera relié de façon empirique au volume de remblai emporté au cours de la rupture. Le volume de remblai emporté peut lui aussi être lié à la largeur de la brèche à sa base si la géométrie du remblai est connue. La relation de MacDonald et Monopolis (1984) se présente comme suit :

$$Q_p = 1.175 (V_w H_w) \quad 1.9$$

où

Q_p est le débit de pointe prédis (m^3/s),

V_w est le volume du réservoir au moment de la rupture (m^3),

H_w est la hauteur d'eau dans le réservoir au moment de la rupture, par dessus le fond de la brèche finale (m).

Plusieurs analyses linéaires de régression ont été utilisées pour développer une équation pour la prévision des débits de pointe de bris de barrage. Une transformation logarithmique de toutes les variables a permis de soumettre une meilleure relation linéaire :

$$\ln Q_p = - 0.499 + 0.295 \ln V_w + 1.24 \ln H_w \quad 1.10$$

Une fois transformée l'équation (1.9) devient :

$$Q_p = 0.607 V_w^{0.295} H_w^{1.24} \quad 1.11$$

Avec des volumes de réservoir similaires, les débits de pointe à partir des ruptures de barrages en béton sont généralement plus grands que ceux des barrages en remblai, parce que durant la rupture l'élargissement de la brèche est plus rapide pour les premiers.

Dans le but de prédire rapidement des débit de pointe, une estimation basée sur la courbe enveloppe développée à partir de ruptures historiques de glissements de terrain, de glacier, de moraine et de barrage construits en terre ou en enrochement peut être faite à partir des connaissances de l'énergie potentielle du lac derrière le barrage (fig. 1.1). La courbe enveloppe incluant les données de toutes les ruptures de barrages naturels et construits dont les estimations de débits de pointes existent, est définie par l'équation suivante :

$$Q_p = 0.063 (PE)^{0.42} \quad 1.12$$

où

Q_p est le débit de pointe (m^3/s),

PE est l'énergie potentielle (joule)

Pour prédire les débits de pointe de barrages naturels emportés pour les investigations paléo hydrologiques et sédimentologiques, avec comme variable indépendante l'énergie potentielle ou le volume du réservoir, les équations suivantes pour différents types de barrages naturels, ont été utilisées (Costa et Schuster, 1988) :

Pour les barrages en terre et en enrochement

Evans, (1986)

$$Q_p = 0.72 V^{0.53} \quad 1.13$$

Costa et Schuster, (1988)

$$Q_p = 0.0184 (PE)^{0.42} \quad 1.14$$

Pour les glissements de terrain

Costa et Schuster, (1988)

$$Q_p = 0.0158 (PE)^{0.41} \quad 1.15$$

Pour la moraine

Costa et Schuster, (1988)

$$Q_p = 0.0000069 (PE)^{0.73} \quad 1.16$$

$$Q_p = 0.0013 (PE)^{0.60} \quad 1.17$$

Pour les glaciers

Clague et Mathews, (1973)

$$Q_p = 0.75 (V)^{0.67} \quad 1.18$$

Desloges, (1984)

$$Q_p = 105.6 (V)^{0.58} \quad 1.19$$

Costa, (1988)

$$Q_p = 113 (V)^{0.64} \quad 1.20$$

Costa et Schuster, (1988)

$$Q_p = 0.0000055 (PE)^{0.59} \quad 1.21$$

où

V est le stockage du réservoir ($\times 10^6 \text{ m}^3$, excepté dans l'équation de Evans, (1986), où V est en m^3),

1.3 Hypothèses et méthodes de calcul pour simuler la rupture d'un barrage

Le mode de rupture d'un barrage donné dépend principalement de ses caractéristiques structurales. Le processus d'érosion dure quelque temps et il est fortement non linéaire. Les principaux types de rupture sont rattachés à la zone du barrage où la brèche prend naissance :

- * Rupture de la fondation (érosion interne),
- * Rupture par renard (érosion interne du corps du barrage),
- * Rupture par submersion (phase de rupture initiale agissant sur le talus aval du barrage),
- * Brèche initiale causée par sabotage ou acte de guerre.

Les types de rupture sont certes différents au début du phénomène, mais ils conduisent à des brèches finales identiques. Une submersion peut provoquer des brèches en divers endroits le long de la crête du barrage, mais généralement dans les analyses on suppose que la brèche se produit en un seul emplacement.

Les processus physiques se manifestant au cours de l'érosion d'un barrage en terre sont complexes. Les phénomènes d'érosion ne sont pas complètement compris et il n'y a donc pas de modèles théoriques précis. Il existe une interaction complexe entre l'écoulement d'eau à travers la brèche et le matériau du barrage qui possède souvent des propriétés de cohésion. Les modèles physiques sont particulièrement utiles pour la simulation de l'érosion des barrages créés par des glissements de terrain (Bertachi et *al.*, 1988). Les essais pour simuler la formation et l'évolution de la brèche, de façon rigoureuse, au moyen d'un modèle mathématique tridimensionnel, sont d'un coût prohibitif et leur validation difficile, ce qui explique que des modèles de calcul simplifiés sont couramment utilisés.

Cinq modèles mathématiques sont décrits ci-après. Tous ces modèles sont basés sur la méthode de calcul de laminage en réservoir pour déterminer le niveau d'eau dans la retenue; seule la manière de calculer l'évolution de la brèche diffère d'un modèle à l'autre (Macchione et Sirangelo, 1990).

* *Modèle 1 – Brèche considérée comme un seuil avec une loi donnée d'élargissement*

C'est l'approche la plus simple et elle fut suggérée en premier par Fread et Harbaugh (1973). La forme de la brèche est donnée *a priori*: Triangulaire ou trapézoïdale (fig. 1.2). La largeur finale de la brèche et son temps d'évolution sont déterminés par les formules empiriques suivantes proposées par Froehlich (1987) :

$$B = 9,5 K_0 (VH)^{0.25} \quad 1.22$$

$$T = 0,59 V^{0.47} H^{-0.9} \quad 1.23$$

où

B est la largeur de la brèche (en pieds)

T est la durée de rupture (en heures)

K₀ = 0,7 pour un renard et **= 1** pour une submersion

V est le volume d'eau (en acre pieds) au-dessus du fond de la brèche

H est la hauteur d'eau (en pieds) au-dessus du fond de la brèche.

La largeur de la brèche est généralement égale à environ la hauteur du barrage. L'erreur moyenne d'estimation est de 54 % pour B et 70 % pour T.

* *Modèle 2 : Brèche considérée comme seuil avec élargissement modélisé de la brèche*

Ce modèle diffère du précédent en ce sens qu'il ne nécessite par une loi, fixée à l'avance, d'élargissement de la brèche. À la place, on suppose que le degré d'érosion est proportionnel à la contrainte moyenne de cisaillement sur la surface de la brèche. La méthode diffère légèrement d'un auteur à l'autre. Parmi les contributions importantes, on note celles de Cristofano (1965), Fread (1984), Singh et Scarlatos (1985) et Macchione (1986, 1989).

* *Modèle 3 : Brèche considérée comme un seuil avec chenal érodable à l'aval*

Cette approche, proposée par Giuseppetti et Molinaro (1989), considère la brèche comme un chenal de pente uniforme et de section régulière (triangulaire avant que la brèche atteigne la fondation du barrage, puis trapézoïdale). La brèche adoptée est schématisée sur la figure 1.3. Le débit sur la brèche est calculé au moyen des formules des évacuateurs de crue, la profondeur et la vitesse de l'écoulement au pied du barrage au moyen de l'équation de Bernouilli. Dans ce modèle, on suppose que le courant atteint sa capacité maximale de transport de sédiments au pied du barrage. Ensuite, l'évolution des dimensions de la brèche est déterminée au moyen d'une équation de conservation des matériaux du barrage. Des approches identiques ont été suivies par d'autres auteurs, comme par exemple Bechteler et Broich (1991).

* *Modèle 4 : Brèche entière considérée comme un chenal érodable*

Ce modèle est le plus avancé parmi ceux proposés et appliqués. L'écoulement le long du chenal de la brèche est calculé à parti des équations bien connues de Saint-Venant, tandis que l'évolution de la brèche est modélisée suivant une équation de continuité des sédiments, appelée également équation d'Exner. Pour une description détaillée de ce type de modèle, on se reportera aux publications de Macchione et

Sirangelo (1988, 1989), Ponce et Tsivoglou (1981), Benoist (1989), Benslama (1995) et Herledan (1995).

* *Modèle 5 : Ouverture d'une brèche dans un barrage en remblai, considérée comme un processus par étapes : érosion, rupture et transport des matériaux du barrage. Ouverture de brèche suivant deux phases : 1. Brèche initiale 2. Érosion latérale*

Les essais sur modèles physiques et les observations au cours de ruptures de barrages en terre montrent que le processus d'ouverture de la brèche est fortement influencé par l'hétérogénéité du remblai (noyau étanche). Pour les barrages créant des retenues de grande capacité, la rupture initiale est une brèche en forme de « V » ; la seconde phase de rupture est constituée par une érosion latérale. Les paramètres influençant la vitesse d'érosion sont :

- * la protection existante sur le talus aval du barrage,
- * le type et les dimensions du noyau étanche du barrage,
- * les matériaux constituant le remblai et les filtres.

Après le début de rupture par submersion et érosion de surface ou par renard, le processus d'érosion devient une combinaison d'érosion locale du corps du barrage au contact avec le courant d'eau et de rupture des parois latérales de la brèche. En général, le noyau d'étanchéité résiste mieux à l'érosion que les autres matériaux du barrage. Le noyau ou des parties de celui-ci cèdent après que les matériaux de supports aient été emportés par érosion. Le processus par étapes : érosion – glissement – rupture – transport, continue jusqu'à ce que les facteurs suivants de limitation interviennent :

- * la fondation ou les appuis présentant une résistance à l'érosion limitent la poursuite de celle-ci;
- * le plan d'eau dans le réservoir a baissé jusqu'au seuil de la brèche;

- * la capacité d'écoulement dans la vallée à l'aval du barrage devient un facteur de limitation et les conditions de remous influencent l'écoulement à travers la brèche et le processus d'érosion.

Une approche empirique ne tenant pas compte de l'érosion locale fut introduite par Fread (1991). Des considérations conceptuelles sur les qualités fonctionnelles d'un modèle en cours de mise au point ont été présentées par Reiter (1989). Un des modèles 5 est en cours de développement dans le cadre d'un projet de coopération sino-finlandais (Loukoula et *al.*, 1993).

Les quatre premiers modèles décrits ci-dessus ont été comparés par Macchione et Sirangelo (1990) dans le cas du barrage en terre de Metramo (Italie du Sud). Le barrage a 100 m de hauteur et un volume de matériaux de $4,2 \times 10^6 \text{ m}^3$. La capacité de retenue est de $33,2 \times 10^6 \text{ m}^3$. La figure 1.4 représente les hydrogrammes des débits évacués, donnés par les quatre modèles.

Actuellement, il est courant d'utiliser des modèles de brèches fixes et linéaires dans l'analyse de rupture de barrage (modèle 1); la durée de rupture, le niveau de la brèche initiale, le niveau d'eau dans la retenue et le niveau du fond de cette brèche sont les données pour ce modèle. Ces modèles simulent les différentes phases d'ouverture de la brèche en considérant les divers paramètres.

Les analyses de sensibilité doivent être effectuées en tenant compte des vitesses d'écoulement dans la brèche en fonction du temps, des conditions de remous et du facteur relatif au remous intervenant dans le calcul du débit. Le jugement de l'ingénieur doit intervenir pour évaluer la vraisemblance des résultats.

1.4 Modèles physiques

On peut obtenir des débits de pointe à partir de simulations numériques d'une brèche de barrage et non à partir de valeurs mesurées. Dans le cas de débits simulés, le débit de pointe calculé dépend du modèle de formation de brèche utilisé pour simuler la rupture graduelle du barrage et des hypothèses relatives aux conditions du niveau d'eau en aval de la brèche.

Les méthodes et les modèles de formation de brèche examinés dans la littérature sont décrits dans les paragraphes suivants. Les modèles suggérés tendent à reproduire l'érosion graduelle des digues en terre et par conséquent leurs résultats dépendent fortement de la simplification des hypothèses dans la description du processus de brèche.

Il existe des modèles informatiques pour simuler l'hydrogramme des débits de sortie d'une digue en terre à la suite d'une rupture. Ces modèles ont recours à un ensemble de paramètres qui caractérisent la brèche incluant la hauteur de sa limite inférieure, la pente de joues, la largeur de base et le temps requis pour qu'elle atteigne ses dimensions finales.

1.4.1 Méthode de Cristofano

Le premier modèle pour simuler le processus de l'érosion graduelle d'une brèche de barrage est peut être celui qui a été développé par Cristofano (1965).

Celui ci est un modèle manuel-itératif basé sur l'hypothèse que la force d'écoulement de l'eau à travers la brèche est équilibrée par la force de résistance de frottement agissant sur le périmètre mouillé de la brèche. Ainsi il a été en mesure de relier par une équation différentielle linéaire la quantité de matériau érodé au débit de l'eau à travers le canal de brèche. Les caractéristiques d'érosion sont réunies dans le

paramètre de proportionnalité où l'érosion latérale de la brèche est négligée. Cristofano a simplifié cette approche par l'expression analytique.

L'applicabilité de la méthode de Cristofano (1965) est limitée par l'hypothèse d'une brèche trapézoïdale de largeur de fond constante où les pentes des joues sont égales à l'angle de repos du matériau de remblai et la pente longitudinale de son lit est égale à l'angle de frottement interne de ce même matériau. La formule n'est donc pas appropriée pour les grands barrages en terre. Le matériel résultant du glissement des pentes latérales dans la brèche et qui est transporté par l'eau, est ignoré. La formule peut seulement être appliquée lorsque le frottement du sol varie entre 11° et 15° . Il y a aussi une incertitude dans l'estimation de la constante de proportionnalité. L'équation de Cristofano (1965) a été examinée par Chen (1986) en se basant sur les tests de laboratoire. Ce dernier indique que l'équation de Cristofano surestime grandement le taux d'érosion pour différents types de sols hétérogènes.

En dépit de ces limitations le modèle a été appliqué par le Bureau of Reclamation au barrage de Hyrum en Utah et par Le Tennessee Valley Authority (T.V.A) à l'installation d'énergie nucléaire de Ferry à Brown.

1.4.2 Modèle de Harris et Wagner

Harris et Wagner (1967) ont traité le problème de rupture de barrage comme une brèche parabolique sujette à érosion en utilisant la formule de charriage de fond suivante développée par Schoklitsch (1934) pour les matériaux de grain uniforme et qu'ils ont adopté aux problèmes de brèche de barrage :

$$G = \frac{86.7}{\sqrt{d}} S^{1.5} (Q - B q_0) \quad 1.24$$

où

G est le charriage de fond (lb/sec),

d est le diamètre des grains (in),

S est la pente hydraulique (ft/ft),

B est la largeur du canal (ft),

$q_0 = 0,00532 d / S^{4/3}$ est le débit critique par unité de largeur (ft³/s),

Q est le débit d'eau (ft³/s),

86.7 est une constante déterminée expérimentalement.

Harris et Wagner ont supposé l'écoulement à travers la brèche comme étant celui d'un déversoir, tout en négligeant les effets du niveau aval de l'eau. La forme de la brèche et la pente du canal de brèche sont basées sur les ruptures antérieures de barrages, qui montraient que les brèches auraient approximativement des pentes de joues de 45° et des pentes de canal variant entre 5° et 20° dépendamment du type de matériaux de remblai.

Le modèle requiert la spécification des dimensions de la brèche et de la pente de son canal, en addition à la taille des grains du sédiment et à la valeur critique de débit pour amorcer le mouvement de sédiment. L'applicabilité du modèle est limitée par l'incertitude des différentes valeurs de paramètres impliqués et la négligence des effets du niveau aval de l'eau et du détachement des pentes latérales. Le modèle a été validé sur les données de ruptures des barrages de Apishapa, de Folsom et de Little Creek.

1.4.3 Modèle de Brown et Rogers

Brown et Rogers (1977, 1981) ont développé un modèle informatique « BRDAM » basé sur le travail antérieur de Harris et Wagner (1967).

Dans cette procédure il est supposé que la rupture peut être initiée immédiatement au moment de la submersion. Durant le premier pas de temps, après que le barrage soit submergé, le débit Q_w (ft³/s) par-dessus la crête entière est déterminé par la formule du déversoir à seuil large en utilisant les paramètres décrits en figure 1.5. (Brown et Rogers, 1977). La profondeur critique Y_c (ft) de ce débit est fixée à 75% de la différence H (ft) entre le niveau de la surface de l'eau et le niveau de la crête.

$$Q_w = \sqrt{\frac{g A^3}{T}} = 3.68 T H^{3/2} \quad 1.25$$

où

$A = T Y_c$ est la superficie de la section transversale de la brèche (ft²),

T est la largeur au sommet de la brèche (ft).

Avec le débit par-dessus la crête du barrage connu, l'érosion initiale du canal de brèche est alors calculée à un point sélectionné par l'utilisateur. Ce point est habituellement pris au point le plus haut sur le barrage et ainsi fournit la situation la plus critique. Un débit Q (ft³/s) à travers la brèche égale à 10% de Q_w est utilisé pour calculer au premier pas de temps, le taux de transport de sédiment G (lb/s) en utilisant la formule de Schoklistch (1934) (Éq. 1.24).

La forme parabolique de la brèche reste constante lorsque sa taille croît (Brown et Rogers, 1977), comme dans le cas de la méthode de Harris et Wagner. Brown et Rogers signalaient la nécessité d'incorporer l'érosion latérale dans le modèle de simulation. De surcroît ils ont signalé que le volume du matériau érodé à partir de la brèche est déposé presque immédiatement à l'aval du barrage, affectant ainsi les profondeurs de l'eau aval et l'hydrogramme du débit sortant. Leur modèle a été appliqué à la rupture du barrage de Teton en Idaho et ses limites sont similaires à celles du modèle original de Harris et Wagner.

1.4.4 Modèle de Lou

Dans le modèle de Lou (1981) la nature non permanente de l'écoulement de l'eau et du sédiment durant une rupture de barrage en terre est calculée dans un mode séquentiel, dans lequel les équations de mouvement et de continuité de l'eau sont solutionnées en premier, en utilisant un schéma implicite. Puis une équation de transport solide est appliquée pour estimer les quantités de sédiments érodés à partir de la digue durant le débordement.

Dans son effort de modélisation, Lou a utilisé plusieurs approches. Premièrement en supposant l'érosion de la digue proportionnelle à l'énergie cinétique de l'écoulement d'eau, il définit la relation simplifiée de transport de sédiments comme suit :

$$M = e_i t_d u^4 \quad 1.26$$

où

M est la masse du sol érodé,

e_i est l'indice d'érodabilité,

t_d est la durée de temps de rupture (s),

u est la vitesse de l'eau à travers la brèche (ft/s).

Deuxièmement, une formulation classique pour le calcul du taux total de transport de sédiment basé sur un modèle de Duboys de charriage de fond combiné avec l'approche d'Einstein de transport en suspension. Finalement, une méthode de calcul du taux d'érosion basée sur les études développées par Cristofano sera utilisée. Ces deux dernières équations n'ont pas été testées pour de grandes contraintes de cisaillement et à des conditions de pentes abruptes.

L'application du modèle prédictif est très limitée puisque la durée du temps de rupture et l'index d'érodabilité sont presque impossibles à prédéterminer. Une autre

difficulté de ce modèle est que la largeur initiale au sommet du canal de brèche (cause de grandes variations dans les prédictions de débits de pointe) est estimée en se basant sur le jugement de l'ingénieur.

Le modèle a été validé et testé pour les cas de rupture des barrages de Teton en Idaho et Mantaro au Pérou. Une bonne concordance a été obtenue entre les résultats du modèle et les données observées, excepté pour le modèle basé sur Einstein-Dubois qui a présenté de grandes instabilités.

1.4.5 Modèle de Ponce et Tsivoglou

Ponce et Tsivoglou (1981) ont développé un modèle de rupture graduelle de barrage ayant cinq composantes majeures : (1) schéma numérique; (2) résistance du canal; (3) évaluation des sédiments; (4) morphologie de la brèche et (5) conditions initiales et frontières. Ils utilisent le système d'équations de St Venant solutionné numériquement par le schéma de différence finie de Preissmann. L'équation de Manning sera utilisée pour décrire la résistance du lit du canal. Pour la simplicité, le coefficient de Manning est gardé invariable dans le temps et l'espace. L'équation de continuité des sédiments (équation d'Exner) est utilisée pour décrire le processus érosif du lit du canal. Celle ci est donnée comme suit :

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1 - p) \gamma_s B \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad 1.27$$

où

Q_s est le taux de transport de sédiments par unité de largeur,

p est la porosité du matériau composant le lit,

B est la largeur moyenne du canal,

Z est l'élévation du lit,

γ_s est la densité des solides.

Cette équation permet le calcul du changement dans l'élévation du lit comme une fonction du taux de transport de sédiment et des propriétés du matériau.

Pour décrire le taux de transport de sédiment la formule de charriage de fond de Meyer-Peter et Müeller est utilisée (Simon and Senturk, 1976). Cette équation s'exprime comme suit :

$$q_s = a (\tau - \tau_c)^b \quad 1.28$$

où

q_s est le taux de transport de matériau du lit par unité de surface,

τ est la contrainte de cisaillement au fond,

τ_c est la contrainte de cisaillement critique (contrainte de cisaillement au début du mouvement),

a, **b** sont respectivement le coefficient et l'exposant. La valeur de **b = 6** est en relation avec le nombre de Froude d'écoulement, alors que la valeur de **a** est basée sur l'expérience.

La contrainte de cisaillement au fond est obtenue par la formule suivante :

$$\tau = \gamma d S_f \quad 1.29$$

où

γ est la densité de l'eau,

D est la hauteur de l'écoulement,

S_f est la pente du fond.

La contrainte critique de cisaillement est exprimée comme suit :

$$\tau_c = 0,047 (\gamma_s - \gamma) D_{50} \quad 1.30$$

où

γ_s est la densité des solides,

D_{50} est taille moyenne des particules solides.

Pour les pentes raides et le grand taux de transport de sédiment tel que dans le cas de brèche de barrage, la contrainte de cisaillement de fond est susceptible d'être plusieurs fois plus grande que la contrainte de cisaillement critique. Ainsi la formule (Éq. 1.28) d'estimation du taux de débit de sédiment peut être simplifiée comme suit :

$$q_s = a \tau^{1.5} \quad 1.31$$

Concernant la morphologie de la brèche, les auteurs ont introduit une relation entre la largeur au sommet et le débit de la brèche. Cette relation est appliquée jusqu'au débit de pointe, après quoi la largeur de la brèche est gardée constante.

La faiblesse de ce modèle est l'évaluation du taux de croissance de la largeur de la brèche et l'omission des effets d'effondrement. Le modèle a été testé sur les données du barrage naturel de Huaccoto formé par un glissement de terrain dans Cochacay Creek, un affluent de la rivière Mantaro au Pérou.

1.4.6 Méthodologie de Chen et Anderson

Des données colligées à partir de séries de tests en laboratoire et d'investigations de terrain ont permis à Chen et Anderson (1986) de développer une méthodologie d'estimation des dommages causés aux remblais. Cette méthodologie appelée « EMBANK » a été développée pour déterminer les conditions hydrauliques et le taux d'érosion des remblais de route associés au débordement des crues. Le modèle a aussi été utilisé pour générer des abaques et développer une procédure pour l'estimation des dommages des remblais de route sous diverses conditions d'écoulements.

Chen et Anderson se sont basés sur les modèles d'écoulement par dessus les remblais établis par Kindsvater (1964) et Bradley (1973). Ces écoulements ont été classés par ces derniers en trois types : écoulement à surface libre, écoulement plongeant libre et écoulement submergé. Généralement c'est l'écoulement plongeant qui causerait plus d'érosion aux remblais de route que l'écoulement de surface. Les résultats de ces études sont montrés sur l'abaque de la figure 1.6.

Sur la base des résultats des tests en laboratoire, Chen et Anderson affirment que pour un écoulement de surface, la vitesse par-dessus le talus aval serait en direction opposée et sa grandeur relativement constante en bas du talus et inférieure à la vitesse moyenne. Alors que pour l'écoulement plongeant avec conditions de submergence, cette même vitesse serait en général plus grande que la vitesse moyenne et la même que la vitesse moyenne en conditions de chute libre. Par contre pour l'écoulement plongeant sans submergence appréciable, la vitesse représentative serait la vitesse moyenne d'écoulement le long du remblai.

Pour déterminer la contrainte de cisaillement critique des matériaux non cohésifs, l'équation de Gessler (1971) a été utilisée. Alors que pour les sols cohésifs, l'équation retenue est basée sur l'indice de plasticité PI, de la forme de celle de Smerdon et Beasley (1959) et utilisant les données de Mc. Whorter et al. (1968). Pour le calcul du taux d'érosion du remblai, l'équation type de Duboys est utilisée. La profondeur d'érosion du lit du remblai durant un pas de temps est égale au produit de ce dernier par le taux d'érosion.

Le modèle a été étalonné en utilisant les données des tests de laboratoire. La concordance s'est avérée acceptable. La limitation majeure du modèle d'érosion de digue de Chen et Anderson (1986) est qu'il a été développé pour les remblais de route. Ce modèle suppose que l'érosion a lieu en couches horizontales. Ainsi il n'aborde pas le mécanisme qui détermine la largeur de la section de brèche. Enfin la conservation de masse n'est pas considérée dans l'estimation du volume du sol érodé.

1.4.7 Les méthodes de Fread

1.4.7.1 Méthode de Fread et Harbaugh

Fread et Harbaugh (1971, 1973) ont présenté une méthode pour réduire les pointes de l'onde de crue due aux ruptures par débordement de petits barrages homogènes en terre. À cet effet, ils utilisent un modèle basé sur une solution numérique des équations d'écoulement de St Venant pour prédire l'écoulement transitoire à travers par la brèche graduelle d'un barrage en terre. En effet la présence d'une couche hypothétique de retardement d'érosion à l'intérieur d'un barrage réduirait le débit de sortie à partir d'une brèche. Le taux de réduction peut être aussi significatif que 75%.

La brèche se forme en « V » où l'angle de la pointe centrale, (ϕ), du "V-brèche" reste constant durant sa formation (fig. 1.7). Cette géométrie de la brèche est supposée être représentative de celle créée par le débordement d'un barrage homogène en terre.

La brèche se forme à un taux désigné par (λ) (ft/s) et il est défini comme une distance verticale traversée par la pointe du fond du « V-brèche » durant un pas de temps. Deux types d'estimation du taux de rupture sont montrés ici. Le premier type est :

$$\lambda = \lambda_c \quad 1.32$$

où

λ_c est le taux constant de rupture durant une période spécifique du temps ou d'un intervalle d'élévation à l'intérieur du barrage.

Pour l'autre type de taux de rupture, (λ) est une fonction exponentielle de la hauteur de la « V-brèche », dans laquelle la hauteur est définie comme $(y_d - \eta_v)$. Donc :

$$\lambda = \exp [K_e (y_d - \eta_v)] - 1 \quad 1.33$$

dans laquelle

$$K_e = \ln (1 + \lambda_m) / y_{dm} \quad 1.34$$

Où

Y_d est la profondeur transitoire du réservoir à la frontière aval,

η_v est l'élévation du fond de la "V-brèche",

λ_m est le taux maximum de rupture,

y_{dm} est la profondeur du réservoir à la frontière aval lorsque $\eta_v = 0$.

Lorsque la pointe du fond du "V-brèche" est en contact avec la couche de retardement d'érosion, le taux de rupture est significativement réduit à la valeur de (λ/K_λ) , où (K_λ) est une constante plus grande que l'unité. Le sommet de la couche de retardement d'érosion est noté par (η_{1t}) son fond par (η_{1b}) et son épaisseur par (η_{1d}) (voir fig. 1.7). Aucune considération n'a été prise en compte concernant le transport solide.

1.4.7.2 Modèle DAMBRK de Fread

Le modèle DAMBRK est le modèle de Prévision des Crues de Ruptures de Barrage du National Weather Service (NWS) qui a été développé par Fread (1983 et 1984).

DAMBRK est une version étendue du premier modèle opérationnel pratique présenté par Fread (1977). Ce modèle a été basé sur un travail précédent de l'auteur sur la modélisation de ruptures de barrages par brèche (Fread et Harbaugh, 1973) et le calcul des ondes de crue. DAMBRK diffère des modèles précédents d'autres auteurs par le traitement de la formation de la brèche, de la génération de l'hydrogramme de débit sortant, et du calcul de la crue en aval.

Le modèle DAMBRK est constitué de trois parties fonctionnelles à savoir : (1) la description du mode de rupture de barrage, c'est à dire la description temporelle et géométrique de la brèche; (2) le calcul de l'hydrogramme du débit sortant du réservoir résultant de la brèche à l'aide d'une approche basée sur l'écoulement par un déversoir à seuil large incluant les effets de submergence du niveau aval de l'eau et les corrections pour la vitesse d'approche (par ailleurs, les effets de diminution du stockage et des débits entrants à l'amont sur l'hydrogramme calculé des débits sortants, sont pris en compte pour le calcul du stockage à l'intérieur du réservoir) et (3) le calcul dynamique pour déterminer les modifications de l'onde de crue lorsqu'elle se propage à travers la vallée aval. Pour déterminer les niveaux d'eau résultants et le temps de propagation de l'onde de crue, d'autres conditions sont incluses pour calculer aussi bien les écoulements

torrentiels que fluviaux, et pour incorporer les effets d'obstructions en aval telles que les remblais de pont routier et/ou d'autres barrages en aval. Le calcul dynamique est basé sur une solution aux différences finies non linéaires à quatre points, pour résoudre les équations de l'écoulement non permanent qui permet aux variables de pas de temps et de distance d'être utilisées dans la procédure.

Dans DAMBRK la brèche est toujours supposée se développer durant un intervalle de temps fini (T), et va avoir une taille finale déterminée par un paramètre (b) de largeur finale du fond, et par plusieurs formes dépendant d'un autre paramètre (Z) comme montré en figure 1.8. Pareille représentation paramétrique de la brèche est utilisée dans DAMBRK à cause des incertitudes actuelles dans le mécanisme de rupture, et pour des raisons de simplicité, d'application générale. Cette approche de la description de la brèche suit celle utilisée par Fread et Harbaugh (1973).

Le paramètre de forme (Z) identifie la pente latérale de la brèche, c'est à dire, $1V : ZH$ avec des valeurs de $0 \leq Z \leq 1$. Ces valeurs dépendent de l'angle de repos et du matériau compacté et mouillé, à travers lequel la brèche se développe. Les formes rectangulaire, triangulaire et trapézoïdale peuvent être spécifiées par l'utilisation de plusieurs combinaisons de valeurs pour (Z) et (b) (ex. $Z = 0$ et $b > 0$ produisent une forme rectangulaire alors que $Z > 0$ et $b = 0$ donnent une brèche de forme triangulaire).

Le modèle suppose que la largeur de fond de la brèche débute à un point (voir fig. 1.8) et s'élargit à un taux linéaire ou non linéaire divisé par le temps de rupture (T) jusqu'à ce que la largeur de fond finale (b) soit atteinte et que le fond de la brèche soit érodé à la hauteur (h_{bm}). Si (T) est plus petit qu'une minute, la largeur du fond de la brèche débute à une valeur b plutôt que zéro. Ceci représente plus une rupture d'effondrement qu'une rupture d'érosion.

La totalité des brèches formées dans les barrages en terre tendent à avoir une largeur moyenne (b) dans l'intervalle $h \leq b \leq h_d$ où (h_d) est la hauteur du barrage. La

largeur de brèche des barrages en terre est habituellement beaucoup plus petites que la longueur totale du barrage (mesurée à travers la vallée).

Le temps total de rupture par débordement peut être généralement aux alentours de quelques minutes à moins d'une heure, dépendent de la hauteur du barrage, du type de matériaux utilisé, de compaction des matériaux, et de l'ampleur et de la durée de l'écoulement du débordement. Le temps de rupture ainsi utilisé dans DAMBRK est la durée de temps entre la première excavation de la face amont du barrage jusqu'à ce que la brèche soit complètement formée.

Le débit total de la brèche peut être calculé en utilisant une combinaison de la formule du déversoir à seuil large rectangulaire, qui s'agrandit graduellement avec l'élargissement de la brèche, et une celle du déversoir trapézoïdal pour la brèche et les pentes (Fread, 1980):

$$Q_b = 3.1 B_w t_b C_v K_s \frac{(h - h_b)^{1.5}}{T} + 2.45 z C_v K_s (h - h_b)^{2.5} \quad 1.35$$

où

Q_b est le débit total de la brèche

B_w est la largeur finale du fond de la brèche,

t_b est le temps cumulé après que la brèche commence à se former,

C_v est le facteur de correction pour la vitesse d'approche,

K_s est la correction de submergence due à l'élévation h_t de l'eau aval

h est l'élévation de la surface de l'eau juste en amont de la structure,

h_b est l'élévation du fond de la brèche supposée être une fonction du temps de formation de la brèche

T est le temps de formation de la brèche.

z est la pente de latérale de la brèche,

L'incertitude associée aux paramètres de la brèche, spécialement (b) et (T), cause aussi une incertitude dans le profil et le temps d'arrivée du débit de pointe de la crue.

Le programme DAMBRK a été appliqué à cinq cas historiques de crue de rupture de barrage. Bien que les résultats après étalonnage soient satisfaisants, le modèle n'a pas été appliqué dans un but de prévision à cause des exigences de définition à priori de la durée du temps de rupture et de la forme et de la taille finales de la brèche. Le modèle DAMBRK sert seulement pour estimer un éventail d'événements d'inondation possibles mais non pour prédire celui qui est le plus probable d'avoir lieu.

1.4.7.3 Modèle BREACH de Fread

Le modèle « BREACH » de Fread (1985a) est développé par le couplage de la conservation de masse du débit entrant dans le réservoir et des débits sortants à travers la vidange de fond, l'évacuateur de crues, la crête du barrage et enfin le canal de brèche avec la capacité de transport de sédiment d'un écoulement non uniforme le long d'un canal de brèche formé par érosion.

Le modèle d'érosion de brèche « BREACH » simule la rupture d'un barrage en terre comme montrée sur la figure 1.9. Ce barrage peut être homogène ou composé de deux matériaux : une zone extérieure avec des propriétés de matériau (ϕ , C, D_{50} et γ) et un noyau interne avec ses valeurs propres.

Comme la brèche s'érode à la face aval du barrage, l'élévation du fond de la brèche (H_c) reste au sommet du barrage (H_u), et la plupart des points amont du canal de brèche bougent à travers la crête en direction de la face amont du barrage. Lorsque le fond du canal d'érosion a atteint la position de la ligne B-B en figure 1.9, le fond de la brèche (H_c) commence à s'éroder verticalement vers le bas. Le fond de la brèche est autorisé à progresser vers le bas jusqu'à ce qu'il atteigne l'élévation du fond du barrage

(H_c) ou dans des circonstances inhabituelles à l'élévation (H_m) qui peut être spécifiée comme plus petite que le fond du barrage.

La pente du lit du canal de brèche est supposée être celle de la face aval du barrage. Le développement du canal de brèche dépend des propriétés critiques du matériau du barrage (taille (D_{50}), masse unitaire (γ), angle de frottement et facteur de résistance d'écoulement) et un facteur empirique qui compte pour les effets de la couverture végétale.

La description principale précédente du processus d'érosion a été donnée pour un barrage construit par l'homme. Si un barrage naturel de glissement de terre est simulé le processus est identique excepté, le fait qu'il n'a pas de largeur de crête (W_{cr}), donc l'érosion initiale commence avec le canal de brèche dans la position de la ligne B-B en figure 1.9.

Le transport de sédiment est traité par deux formules de charriage de fond de Meyer-Peter et Müller, une pour les barrages construits par l'homme et une pour les barrages formés par les glissements de terrain (Morris et Wiggert, 1972).

L'aspect innovateur du modèle est l'introduction de la pente de stabilité. L'élargissement de la brèche est gouverné par le taux d'érosion qui est fonction de la pente du lit du canal de brèche et la profondeur de l'écoulement et par le mécanisme d'un ou de plusieurs effondrements structuraux soudains dus aux pressions des forces hydrostatiques excédants la résistance au cisaillement et celle des forces cohésives.

Le modèle est contrôlé par deux mécanismes d'élargissement de la brèche. Le premier suppose que la brèche a une forme initiale rectangulaire. Le second mécanisme contrôlant la largeur de la brèche est dérivé à partir de la stabilité des pentes de sol (Spangler 1951). Le canal initial de forme rectangulaire change en un canal trapézoïdal lorsque les côtés latéraux du canal de brèche se détachent, formant ainsi un angle (α) (degré) avec la verticale. Le détachement a lieu lorsque la profondeur de l'entaille de la

brèche (H_c) atteint la profondeur (H) qui est une fonction des propriétés du matériau du barrage (le frottement interne (ϕ) (degré), la cohésion (C) (lb/ft²) et la masse unitaire (γ (lb/pi³)) c'est à dire,

$$H_k = \frac{4 C \cos \phi \sin \theta_{k-1}}{\gamma [1 - \cos (\theta_{k-1} - \phi)]} \quad k = 1, 2, 3 \quad 1.36$$

où

k est l'une des trois conditions de détachement successif comme montré en figure 1.9,

θ est l'angle que le côté du canal de brèche fait avec l'horizontal (fig. 1.10).

Lorsque le détachement a lieu, l'érosion du fond de la brèche vers le bas cesse jusqu'à ce que le volume du matériau détaché le long de la brèche soit enlevé au taux de transport de l'eau s'échappant à travers la brèche soudainement élargie. Après cette courte pause caractéristique, le fond de la brèche continue à s'éroder vers le bas.

L'utilisation de l'écoulement uniforme quasi-permanent est considérée comme appropriée parce que l'étendue extrêmement courte du canal de brèche et les pentes brutes du canal ($1/ZD$) pour les barrages construits par l'homme, et même dans le cas des barrages de glissement de terrain où la longueur est plus grande et la pente plus petite, contribuent à produire une variation extrêmement petite dans l'écoulement avec la distance le long du canal de brèche. L'utilisation des équations de l'écoulement uniforme quasi-permanent contrairement à celles de l'écoulement non permanent utilisées par Ponce et Tsivoglou (1981), simplifie grandement l'hydraulique et l'algorithme de calcul.

Le transport de sédiments pour les barrages construits par l'homme est traité par la formule de Meyer-Peter et Müller, tandis que pour les barrages naturels de glissement de terrain, la formule de Dubois est utilisée (Morris et Wiggert, 1972).

Il est possible pour la brèche d'être élargie par une rupture par effondrement soudain des portions supérieures du barrage au voisinage du développement de la

brèche. Ainsi un effondrement consisterait en une portion en forme de coin du barrage ayant une dimension verticale y_c . L'effondrement aura lieu lorsque la pression de l'eau sur la face amont du barrage excède les forces de résistance dues au cisaillement et à la cohésion qui maintient le coin en place. Lorsque celui a lieu le coin est poussé vers l'aval et alors transporté par l'évacuation de l'eau à travers le nouveau canal de brèche élargi.

Lorsque l'effondrement a lieu, l'érosion cesse jusqu'à ce que le volume de matériau du coin effondré soit transporté à travers le canal de brèche au taux de transport de l'échappement de l'eau à travers la brèche soudainement élargie.

La sensibilité du modèle aux paramètres numériques est minimale; cependant il est sensible à la cohésion du matériau, à l'angle de frottement et au facteur empirique de couverture végétale lors de la simulation des barrages construits par l'homme et à la cohésion et au facteur de résistance de l'écoulement lors de la simulation des barrages formés par glissement de terrain.

Les limitations majeures du modèle « BREACH » d'érosion de brèche de Fread (1985a) se résument comme suit. La simulation de l'érosion suppose que la pente du lit du canal de brèche est égale à la pente aval du barrage. Les ruptures historiques de barrage indiquent que les pentes du canal de brèche varient et ne sont pas égales à la pente de la face aval du barrage. L'estimation du taux d'érosion est basée sur les équations de Meyer-Peter et Muller qui sont applicables seulement aux sols sableux. L'applicabilité du modèle à des fins prédictives est restreinte par l'incertitude des valeurs de la contrainte de cisaillement critique pour l'initiation de l'érosion et la largeur finale de la brèche, qui est requise comme donnée d'entrée par le modèle.

Le modèle a été appliqué à la rupture du barrage de Teton en Idaho et à celle du barrage formé par glissement de terrain et qui a bloqué la rivière Mantaro au Pérou. Enfin il a été utilisé pour une rupture hypothétique d'un barrage de glissement de terrain

qui bloquerait la vidange naturelle du lac Spirit près du mont St-Helen dans l'état de Washington.

Le modèle « BREACH » diffère des modèles de Cristofano (1965) et de Harris et Wagner (1967) par les caractéristiques suivantes : 1) les algorithmes de transport de sédiments; 2) la méthode utilisée pour changer la forme et la largeur de la brèche; 3) le délai dans l'érosion vers le bas de la brèche jusqu'à ce que la face aval ait été suffisamment érodée; 4) l'introduction d'un mécanisme d'effondrement pour l'élargissement de la brèche, 5) l'adaptation d'un mode de rupture par renard; 6) la considération des effets possibles de submergence de l'eau aval sur le débit de brèche.

Les similarités des trois méthodes sont la simplicité de leurs algorithmes de calcul, l'hypothèse hydraulique de l'écoulement uniforme quasi permanent et l'utilisation de la taille des grains D_{50} et de l'angle de frottement interne (ϕ).

Quant aux différences du « BREACH » avec le modèle de Ponce et Tsivoglou (1981), ce sont les points suivants : 1) les items 1,2,4,5 et 6 comme indiqués plus haut; 2) l'algorithme utilisé dans « BREACH » est beaucoup plus simple; 3) l'utilisation de l'angle interne de frottement; 4) l'utilisation de l'équation de Strickler pour déterminer le (n) de Manning; 5) la prise en considération des débits du déversoir pour les barrages construits par l'homme.

Les similitudes entre les deux modèles incluent l'utilisation de la formule de transport de Meyer-Peter et Müller, le développement graduel du canal de brèche le long de la face aval du barrage avant même son érosion verticalement à travers la crête du barrage, l'utilisation du (n) de Manning pour l'hydraulique du canal de brèche et la voie dans laquelle l'hydraulique du réservoir est incluse dans le développement de la brèche.

1.4.8 Les méthodes de Singh

1.4.8.1 Modèle BEED de Singh et Scarlatos

Le model informatique « BEED » développé par Singh et Scarlatos (1985) est un modèle mathématique pour prédire l'hydrogramme d'une crue éclair due à la rupture graduelle de barrage en terre. La structure du modèle est basée sur les considérations hydraulique, géométrique et géotechnique.

Le modèle serait développé pour un barrage homogène avec des pentes différentes mais uniformes pour les faces amont et aval. Le modèle néglige le mécanisme de déclenchement de rupture et peut simuler le phénomène seulement quand une petite brèche a été développée à la crête du barrage. La taille, la forme et la localisation de cette brèche initiale devraient être fournies comme conditions initiales. Malheureusement la sélection de pareilles conditions est basée entièrement sur le jugement de l'ingénieur et non sur des observations quantitatives. Pour la convenance, une forme de brèche rectangulaire initiale avec un rapport spécifié profondeur-largeur peut être considérée.

Une fois que la brèche initiale a lieu, l'eau commence à s'écouler du réservoir à travers celle-ci en l'élargissant et en causant l'érosion de la face aval du barrage. L'érosion est restreinte à un canal de même largeur que celle de la brèche à la crête du barrage. Cependant les processus d'érosion ayant lieu sur la crête et sur la face aval sont considérés séparément parce que les vitesses de l'eau sont beaucoup plus grandes en bas du talus aval du barrage que celles qui sont par-dessus la crête, Par conséquent la face aval s'érode beaucoup plus rapidement. On doit souligner que le modèle incorpore seulement les brèches de forme rectangulaire ou trapézoïdale.

Les effets de détachement dans l'élargissement sont considérés seulement pour la brèche de crête; la forme du canal érodé sur la face aval est ajustée à l'intérieur du modèle à celle de la crête. Si les conditions normales d'écoulement à la face aval requièrent une distance considérable pour être développées, la pente serait subdivisée en un nombre de segments tel que l'érosion dans chacun d'eux peut être estimée

séparément. Dans la plus part des cas, cependant les conditions normales d'écoulement s'établissent sur une très courte distance au point que les effets du profil d'eau peuvent être négligés et l'érosion de la face aval peut être considérée comme étant uniforme.

Lorsque les conditions d'écoulement sont submergées (c'est-à-dire, lorsque les effets de l'eau aval sont présents), l'hypothèse faite est que l'érosion a lieu seulement sur le haut de la brèche et non pas sur la face aval pendant que le débit sortant de l'écoulement de la brèche est réduit.

L'autre trait caractéristique du modèle est que les pentes amont et aval du barrage se croisent en un point, une érosion soudaine prédéterminée de masse est considérée tel que un nouveau sommet horizontal du canal de brèche est établi. La pente de la face amont du barrage reste invariable durant le processus de rupture. Le programme continue la simulation jusqu'à ce que le réservoir soit vidé de son eau ou que le barrage résiste à n'importe quelle autre érosion.

Le volume d'eau stocké à l'intérieur du réservoir est une fonction de la géométrie du réservoir. Lorsqu'une brèche a lieu dans le barrage, l'eau à partir de l'état d'équilibre à l'intérieur du réservoir commence à s'accélérer et converge vers la brèche, tandis qu'au même moment, une diminution du volume de l'eau est observée. Ce phénomène est essentiellement dynamique et il est contrôlé par les deux équations de conservation de masse et de continuité de mouvement.

L'écoulement à travers la brèche et par-dessus la crête du barrage ressemble à celui par-dessus un déversoir à seuil large. Puisqu'il n'y a pas d'information pour un écoulement non permanent de déversoir à seuil large, les expressions d'état permanent pour l'écoulement seront utilisées le modèle BEED. Les équations des déversoirs à seuil large de forme rectangulaire ou trapézoïdale sont utilisées pour calculer le débit de brèche. En combinant ces équations nous obtenons l'équation de diminution du volume d'eau qui est non linéaire et ordinairement différentielle avec deux inconnues; l'élévation

de la surface de l'eau du réservoir et l'élévation du fond de la brèche. Ces deux inconnues sont interdépendantes à travers les processus du débit sortant et de l'érosion.

La principale force érosive est l'écoulement de l'eau à haute vitesse par-dessus la face aval du barrage. Bien que l'écoulement soit non permanent, il peut être approché par les conditions d'état quasi-permanent par le même raisonnement utilisé pour l'écoulement sur la crête. Conformément aux données expérimentales de Pugh et Gray (1984), l'écoulement par-dessus la section entière du sommet de la brèche peut être considérée comme étant critique. Donc, l'écoulement de l'eau par-dessus la face aval du barrage va être torrentiel. Après le développement d'une brèche initiale sur le barrage, les forces hydrodynamiques continuent d'élargir la brèche par l'érosion du matériau.

À cause d'un manque d'information sur l'érosion de sédiment sous des conditions extrêmement dynamiques, telles que celles ayant lieu durant une rupture de barrage le débit de sédiment est estimé par une méthode conventionnelle, soit la formule de charriage de fond d'Einstein-Brown (Brown, 1950). Bien que cette méthode ait été appliquée avec succès pour la prédiction de transport de sédiment en rivières alluviales, son application à la dynamique de l'érosion de barrage requiert l'extrapolation au-delà de l'intervalle pour lequel les données expérimentales existent. La formule d'Einstein-Brown a été choisie puisqu'elle a été beaucoup plus testée que les autres méthodes (Simons and Senturk, 1976). De plus, cette méthode ne dépend pas d'une valeur seuil de la contrainte de cisaillement pour l'initiation de l'érosion qui ne peut être déterminée aisément.

L'idée de base de la théorie d'Einstein-Brown est que l'initiation et la cessation du mouvement de sédiment dépend de la probabilité qui relie les forces de déplacement hydrodynamique instantanées au poids submergé d'une particule.

Une fois que le débit de charriage de fond a été estimé, le taux d'érosion du fond de la brèche peut être directement calculé et l'affouillement réel de la brèche durant l'intervalle de temps considéré.

Puisque le débit de charriage de fond dépend des conditions hydrodynamiques et des conditions de changement à partir de l'écoulement critique à torrentiel, le processus d'érosion doit être considéré séparément pour la brèche à la crête et à la face aval du barrage.

Durant le processus d'érosion du barrage en terre, un élargissement soudain de la brèche survient lorsque les pentes de la brèche deviennent instables. Ceci a lieu quand les forces hydrodynamiques associées aux fuites sont plus grandes que le frottement et la cohésion du sol. Le problème est analysé avec succès par la méthode de contour (Chugaev, 1964), dans laquelle la surface de cisaillement est supposée être un simple plan passant à travers le pied de la pente. Le principal avantage de la méthode de contour est qu'elle requiert seulement la connaissance de la hauteur de distribution le long des limites du segment de glissement et non partout sur le segment entier.

La stabilité ou la rupture des pentes latérales de la brèche dépend de l'équilibre des forces agissant sur le coin. Ces forces sont le poids du coin, la force de pression interstitielle, le frottement interne et la cohésion. L'expression de l'équilibre des forces donne (Chugaev, 1964) :

$$F_H + G \tan (\zeta - \varphi) = C X_p [1 + \tan \zeta \tan (\zeta - \varphi)] \quad 1.37$$

où

F_H est la force totale de percolation (kg),

G est le poids total du coin glissant (kg).

ζ est l'angle entre le plan de cisaillement et l'horizontal,

φ est l'angle de frottement interne,

C est la cohésion (kg/m²),

X_p est la projection horizontale du plan de cisaillement.

La rupture de la pente a lieu lorsque le coté droit de l'équation 1.37 est plus grand que le coté gauche.

1.4.8.2 Solutions analytiques du modèle BEED de Singh et Scarlatos

Singh et *al.* (1986) ont proposé une solution simplifiée basée sur des hypothèses hydrauliques, hydrodynamiques et de transport de sédiment. Ce modèle a déjà été appliqué aux solutions analytiques d'érosion graduelle de barrage du modèle « BEED » (Singh et Scarlatos 1985). Les solutions analytiques proposées par Singh et *al.* (1986) couplent deux phases eau-sédiment et se basent sur l'équation de continuité de masse d'eau à l'intérieur du réservoir, une formule de débit de déversoir à seuil large et une loi de puissance la vitesse pour l'érosion de la brèche. Dépendant des valeurs de certains paramètres, les équations résultantes peuvent être linéaires ou non linéaires. Les solutions sont présentées pour les sections de brèche rectangulaire et triangulaire. L'écoulement par-dessus la brèche est simulé par l'hydraulique de l'écoulement par-dessus un déversoir à seuil large.

Les équations ont été validées en utilisant les données du barrage de Teton en Idaho, U.S.A. Les solutions analytiques sont un puissant outil pour la simulation de l'érosion de barrages en terre, bien que limitées à certain cas simplifiés. Elles dépendent fortement des valeurs de l'élévation initiale du fond de la brèche, de la largeur de celle ci et spécialement du coefficient d'érodabilité. La solution non linéaire de la brèche rectangulaire donne des résultats intéressants lorsqu'elle est appliquée au cas historique de rupture du barrage de Teton.

Le principal désavantage des deux modèles développés par Singh et Scarlatos (1985) et Singh et *al.* (1986) est que le processus d'érosion est basé sur la formule de charriage de fond d'Einstein-Brown. Lorsque l'érosion rapide verticale sous de grandes contraintes et les conditions de pentes raides sont simulées, la formule d'Einstein-Brown extrapole presque toujours le taux de charriage de fond. Cette équation est seulement

applicable aux sols sableux. Donc lorsque des écrans étanches (ex. noyau d'argile) sont rencontrés dans un barrage, la validité de l'application de cette équation est questionnable.

1.4.8.3 Modèle de Singh et Quiroga

Dans la première partie d'une série de deux articles, Singh et Quiroga (1987) ont développé un modèle pour l'érosion de brèche de barrage en terre, qui n'est autre que l'extension du modèle « BEED » développé par Singh et Scarlatos (1985). Deux aspects sont soulignés : l'évolution de la brèche du barrage et les estimations de la crue consécutive et des sédiments. Les équations d'Einstein-Brown et Bagnold sont utilisées pour calculer le taux d'érosion dans la section de brèche.

Certaines des modifications majeures faites à la version originale du modèle « BEED » sont résumées comme suit : 1) introduction d'un coefficient de débit C_d dans le calcul de débit d'eau de la brèche; 2) introduction de la théorie de Bagnold pour estimer le domaine de validité d'utilisation de l'équation d'Einstein-Brown dans le modèle « BEED »; 3) modification de la méthode Muskingum pour le calcul de la profondeur d'eau afin de simuler l'écoulement sur les plaines d'inondations; 4) introduction d'un schéma de calcul basé sur la méthode modifiée de Muskingum pour simuler le dépôt par-dessus les plaines d'inondations et le dépôt et l'affouillement le long du canal principal.

La brèche entière peut être divisée en deux zones, une pour la brèche au sommet du barrage et l'autre pour la brèche le long de la face aval du barrage. On les appellera respectivement la section de brèche et le canal de brèche. Les sections transversales pour les deux zones sont considérées de forme trapézoïdale en référence à des cas historiques (MacDonald et Langridge-Monopolis, 1984). La pente et la profondeur de la section de brèche ne sont pas égales à celles du canal de brèche. La brèche se comporte comme un

déversoir à seuil large, sous cette hypothèse le débit de la brèche sera calculé par la formule de ce même déversoir.

Si l'écoulement le long du canal de brèche est torrentiel, un profil S_2 débute à la profondeur critique à partir de la section de brèche. Cependant la pente est assez raide, que la longueur d'influence du profil S_2 peut être négligée. Comme il a été supposé par Fread (1984), ce type d'hypothèse simplifie considérablement le calcul. Pour chaque pas de temps si l'écoulement est fluvial le long du canal de brèche la profondeur d'écoulement est calculée à partir de la formule de Chézy.

L'élargissement de la brèche par érosion graduelle est évalué par le taux d'érosion à l'aide de l'équation de Brown (1950) qui est une modification de celle d'Einstein (1942). Cette équation d'Einstein-Brown ne requiert aucune spécification de cisaillement critique qui ne peut être mesurée de façon fiable. L'élargissement soudain de la brèche est basé sur la même méthode de contour (Chugaev, 1964) utilisée dans le modèle « BEED ».

Le modèle étendu de « BEED » (Singh et Scarlatos, 1985) a été appliqué à trois cas historiques : le barrage de South Fork en Pennsylvanie, le barrage de Buffalo Creek en Virginie et le barrage de Teton en Idaho. Le modèle n'a pas eu de difficultés d'instabilité numérique significatives. Cependant les résultats indiquent la nécessité à davantage de tests avant qu'il ne soit utilisé pour le but de prévision. Une analyse de sensibilité du modèle à ses paramètres a montré que le modèle est très sensible aux valeurs des coefficients de frottement de Chézy pour l'érosion de brèche et de Manning pour le calcul de crues.

1.4.8.4 Solutions analytiques de Singh et Quiroga

Singh et Quiroga (1988) ont analysé à l'aide de solutions analytiques adimensionnelles l'érosion de brèche de sections rectangulaire ou triangulaire dans un

barrage en terre. Ils ont défini un taux d'érosion en terme de facteur unique global et ainsi simplifiée le traitement mathématique du problème pour que des solutions analytiques deviennent utilisables. Cette analyse est l'extension du travail fait par Singh et Scarlatos (1985). La comparaison des solutions analytiques adimensionnelles avec le modèle « BEED » a permis de révéler les différences suivantes : 1) dans le modèle BEED, la section de brèche peut être triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale, alors que dans les solutions analytiques seules les sections triangulaires et rectangulaires sont considérées; 2) contrairement au modèle « BEED », dans les solutions analytiques seule la brèche évacue l'eau du réservoir; 3) avec le modèle « BEED », l'hydrogramme entier de la brèche peut être déterminé, tandis qu'avec les solutions analytiques, seule la partie croissante de l'hydrogramme de crue à la brèche est obtenue; 4) dans le modèle « BEED », le taux d'érosion à la brèche est déterminé en utilisant l'équation de transport des sédiments. Dans les solutions analytiques, le taux d'érosion est calculé au moyen d'un facteur d'érodabilité globale comme suit :

$$\frac{dz}{dt} = - E_f u^n \quad 1.38$$

où

z est l'élévation du fond de la brèche (m),

E_f est un facteur d'érodibilité,

n est un exposant d'ajustement statistique,

u est la vitesse du courant à travers la brèche (m/s).

Les estimations du temps de formation de brèche sont hautement dépendantes du facteur d'érodibilité E_f mais pas les débits de pointe. Cette tendance coïncide avec l'influence qu'a le facteur de frottement de Chézy sur le modèle « BEED » (Singh et Quiroga, 1987) et indique la nécessité de trouver des moyens pour mesurer d'une manière plus précise les effets du frottement sur la rapidité de la variation de débit. La section triangulaire a montré une capacité de donner une meilleure simulation de l'évolution de la brèche que la section rectangulaire.

Les données recueillies lors de la rupture des barrages de South Fork et de Teton ont été utilisées pour tester ces solutions analytiques.

1.4.9 Modèle de Macchione et Sirangelo

Macchione et Sirangelo (1988) adoptèrent une méthode qui prédit le développement de la brèche en la considérant comme un canal dans lequel l'érosion progressive élargit et approfondit les sections transversales. La forme de la section de brèche conformément aux observations des ruptures passées de barrages en terre (Johnson et Illes, 1976 et Sirangelo et Macchione, 1988, 1991), est supposée triangulaire jusqu'à ce que son fond atteigne le terrain naturel et alors elle est considérée trapézoïdale (fig. 1.11). La pente des joues de la brèche est considérée constante durant sa formation (fig. 1.2).

La description mathématique de l'écoulement de l'eau est basée sur les équations de continuité et de mouvement et celle de l'érosion est basée sur l'équation de continuité des sédiments. Dans le modèle la pente de frottement et le débit solide sont respectivement évalués aux moyens des formules de Strickler et de Meyer-Peter et Müller.

Le modèle a été étalonné en utilisant les données de rupture du barrage de Teton. Cet étalonnage a été exécuté en multipliant le débit solide donné par la formule de Meyer-Peter et Müller par un facteur égal à 2.4 afin d'obtenir une meilleure prédiction des abaissements du plan d'eau du réservoir observés durant la rupture du barrage de Teton en Idaho, U.S.A. et du débit de pointe évalué par Ballofet et Scheffer (1982). Le modèle a été testé sur la base des expériences exécutées dans le Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou en France. L'expérience concerne en particulier l'érosion d'un modèle de digue en sable décrite par Benoist et Nicollet (1983).

1.4.10 Modèle de Mojib

Mojib (1990) a développé un modèle mathématique pour simuler la rupture graduelle des barrages en terre par débordement en se basant sur les équations de conservation de l'eau et des sédiments et l'équation de transport de sédiment (sol sableux et sol argileux). La nouveauté dans ce modèle est le développement d'un descripteur trigono-géométrique complexe qui permettrait de simuler toutes les pentes de canal de brèche possibles.

Un critère de calcul du pas de temps (Δt) est proposé dans cette étude. Ceci consiste essentiellement à prendre Δt égal à la moitié du temps que prend un grain de sol pour traverser la longueur du canal de brèche. Ce pas de temps est comparé à celui utilisé pour le laminage des débits dans le réservoir et celui qui a la plus petite valeur est utilisé.

Les pentes latérales de la section transversale (trapézoïdale ou triangulaire) du canal de brèche sont considérées égales à l'angle de repos du matériau de remblai du barrage. La largeur du fond du canal de brèche trapézoïdale ou rectangulaire est, comme l'indique les données historiques de rupture de barrage, supposée égale à deux fois la profondeur de l'écoulement. La pente du canal de brèche est considérée égale à l'angle interne de frottement de la mixture de sol.

Le commencement de l'érosion est basé sur la valeur de la contrainte de cisaillement. Lorsque l'eau a débordé le barrage et que la contrainte de cisaillement critique de la couverture protectrice de la face aval est surpassée, l'érosion du barrage commence comme montré en figure 1.12. La profondeur normale de l'eau dans le canal de brèche est calculée par l'équation de Manning. Le taux d'érosion a été considéré conformément à deux différentes approches. Pour les mixtures de sol sableux, une équation de transport de sédiment développée par Smart (1984) a été utilisée, et pour les mixtures de sol argileux, une équation modifiée de DuBoys (Chen et Anderson, 1986) a été utilisée.

Le descripteur géométrique est présenté en figure 1.13. Par l'utilisation de relations trigonométriques, l'information géométrique qui mène à la dérivation des équations volumétriques pour les zones I, II et III est ainsi obtenue. Les sections transversales de formes rectangulaire, triangulaire et trapézoïdale du canal de brèche peuvent être simulées.

La validité du modèle a été testée avec succès par la simulation de la rupture du barrage de Laurel Run ayant eu lieu en juillet 1977 à Johnstown, en Pensylvanie.

Les limitations du modèle sont les suivantes : 1) le débit de sortie de la brèche ne tient pas compte de l'ennoiement par l'aval; 2) à cause de la discontinuité géométrique, un d_{50} moyen doit être utilisé pour des barrages homogènes; 3) lorsque le socle rocheux est rencontré, l'érosion due au glissement des pentes latérales du canal de brèche n'est pas prise en compte; 4) le modèle est seulement applicable aux barrages homogènes.

1.4.11 Modèle de AlQaser et Ruff

AlQaser et Ruff (1993) ont mené des essais expérimentaux dont les résultats ont montré que le mécanisme de développement et de progression de la brèche diffère de ceux adoptés dans l'utilisation des modèles de ruptures de barrage.

Les tests ont été exécutés sur deux digues construites dans un canal extérieur. Le matériau cohésif disponible localement a été utilisé pour construire les modèles de digues. L'argile a été mélangée avec du sable fournissant ainsi un sol argile sableux classifié (SC) en accord avec le système de classification des sols.

Les analyses ont montré que la dégradation de la pente aval commence lorsque les forces hydrodynamiques exercées par le ruissellement de l'eau (contrainte de cisaillement ou force tractrice) excède les forces résistantes du matériau composant la surface (contrainte de cisaillement critique). La tendance de l'écoulement à atteindre un état d'équilibre le long de la pente aval aboutit au développement de l'accélération de

l'écoulement avec une distribution non uniforme de la contrainte de cisaillement. Ceci va mener à la formation d'un certain nombre de chutes. Une représentation schématique du développement de ces chutes est donnée sur la figure 1.14. Le processus d'érosion va continuer jusqu'à ce que le mode d'écoulement change d'un écoulement à surface libre où la lame d'eau va se détacher du corps de l'étendue sous-jacente à un jet à chute libre (figure 1.12). Ceci est en accord avec la description de Ralston sur le développement de brèche (Ralston, 1987). L'emplacement de la section de contrôle change avec le temps tandis que la crête s'érode vers le haut et vers le bas (fig. 1.15).

En se basant sur les considérations théoriques, les observations expérimentales, les résultats et les analyses, une procédure a été développée pour servir de base aux futurs modèles de rupture de barrage. La procédure proposée a été testée sur une rupture hypothétique par débordement sur une digue de 4.6 m de hauteur. Les hydrogrammes prédits des débits sortants de la brèche sont comparés aux prédictions faites en utilisant une relation d'érosion de sol non cohésif avec un modèle géométrique correspondant (Simmler, 1982) et à celles faites par le modèle « DAMBRK NWS » (Fread, 1984). L'une et l'autre des approches présentent les mêmes débits de pointe avec des ruptures complètes pour les trois cas.

Les sols cohésifs compactés ont montré des taux d'érosion variables lorsque les forces dynamiques restent inchangées. Cependant l'utilisation des modèles classiques de transport de sédiment pour évaluer les volumes érodés conduira à une surestimation de l'hydrogramme de débit sortant et à une rupture relativement plus rapide de la digue.

1.4.12 Études récentes et essais de développements de modèles de ruptures de barrages

Das (1997) a réalisé dans son étude sur le processus d'érosion de brèche d'une digue homogène en terre et d'une digue fusible, une série de 17 essais au total au laboratoire de l'Asian Institute of Technology de Kanpur. Ces essais ont été réalisés sur

deux types de sol (l'un cohésif, l'autre non) et pour des digues allant de 0,14 m à 0,35 m de hauteur avec des pentes de talus de 1V : 2,5H. La largeur en crête allait de 0,15 m à 1,56 m.

Das (1997) a identifié les paramètres et les variables influençant le processus de formation de brèche dans un barrage en terre. Il les a classées en deux types, « prédictrices » et « critères ». Les variables « prédictrices » contrôlant le processus de formation de brèche sont la géométrie du barrage, le volume du réservoir, sa courbe d'emménagement et la variation des caractéristiques de débit de l'évacuateur de crue et d'autres vidanges avec la hauteur d'eau.

Les variables « critères » sont quant à elles des variables pour lesquelles des valeurs prédites sont nécessaires dans la conception du projet. Dans le problème de rupture de barrage par formation de brèche, les variables critères sont le débit de pointe sortant de la brèche, le débit de pointe de sédiment, les temps de passage des débits de pointe d'eau et de sédiment et de formation de la brèche, la morphologie de la brèche comme la largeur de la brèche finale, la profondeur de l'érosion finale, la pente finale des joues de la brèche.

Plusieurs paramètres ou coefficients sont nécessaires pour relier divers variables critères aux variables prédictrices dans une relation fonctionnelle. Dans l'étude de formation de brèche le paramètre/coefficient est obtenu à partir des propriétés du matériau de remblai du barrage qui sont : la cohésion, l'angle de frottement, la densité du matériau de remblai du barrage et la taille moyenne des grains.

Les résultats de son étude ont été présentés sous forme adimensionnelle et complétés par des observations détaillées sur les processus impliqués.

Jandora et al. (2001). ont réalisé plusieurs expériences sur un modèle physique au *Water Structures Institute* à Brno en République Tchèque. Les expériences ont été évaluées en utilisant un modèle numérique. Les modèles d'un barrage ont été réalisés

dans un canal hydraulique vitré dans un laboratoire extérieur. Six expériences ont été exécutées à partir d'un matériau sableux, un modèle sur un matériau argileux et un modèle avec une géomembrane.

L'infiltration et la brèche du barrage ont été filmées et photographiées. L'observation et le suivi de la formation de brèche sont réalisés en utilisant la méthode de la spectroscopie d'impédance électrique. L'infiltration et la formation de la brèche sont aussi observées à travers un mur vitré localisé sur le côté droit du barrage. Les résultats de modélisation numérique (Jandora, 2000) ont été comparés avec les résultats des expériences physiques. Des résultats comparables ont été obtenus seulement pour les digues en sable.

Un essai *in situ* de rupture de barrage a eu lieu en Norvège sur une digue homogène de 6m de haut en matériau argileux saturé et de nature cohésive. Une entaille de 5 m de large et 40 cm de profondeur a été créée vers le milieu du barrage pour concentrer l'écoulement et ainsi initier la formation de brèche. Des mesures de débits, ainsi que des prises de vue vidéo et photographique ont permis d'étudier le processus de formation de brèche et de mesurer le débit de sortie de la brèche en fonction du temps.

Parmi les actions entreprises ces dernières années à travers le monde dans le domaine des analyses des risques de rupture de barrages nous relevons les initiatives de la Commission Européenne. La première législation en Europe pour l'analyse des risques de ruptures de barrages a été présentée en France en 1968, suite à la rupture en 1959 du barrage de Malpasset qui a fait plus de 400 victimes. Comme la législation européenne en matière d'évaluation des risques liés à la sécurité des barrages évolue, tout comme les méthodes et codes numériques employés pour prédire la rupture d'un barrage et l'inondation résultante, la Commission européenne a fondé le CADAM (1998). Le CADAM (*Concerted Action on Dam Break Modelling*) – une Action Concertée Européenne dédiée à la Modélisation des Ruptures de Barrages – a été créé pour regrouper et évaluer les connaissances et pratiques afin d'optimiser les techniques

et approches de la modélisation. Ce projet concernant dix pays différents d'Europe, s'est déroulé sur une période de deux ans, de février 1998 à janvier 2000. Les sujets couverts comprennent l'analyse hydraulique et la sédimentologie. Le programme a été construit de façon à comparer les performances des modèles numériques à des situations progressivement de plus en plus complexes, depuis les simples tests analytiques en canal jusqu'à des modèles physiques de vallées réelles et finalement des cas réels de rupture. Les conclusions ont été présentées lors d'un meeting de clôture qui s'est tenu à Saragos (Espagne) en Novembre 1999.

Une des initiatives qui a permis des échanges d'expériences entre les experts de différents pays, est celle qui s'est concrétisée par la tenue d'une conférence internationale. Cette conférence organisée par le USDA (*United State Department of Agriculture*), dans le laboratoire de recherche de l'*Agricultural Research Service Plant Science and Water Conservation* a eu lieu en Oklahoma en mars 1998 (U.S. dept. of Agr., 1998). Les sujets de la conférence ont tournés autour des sujets suivants :

- * Échanger les informations techniques reliées au processus de brèche de barrage et continuer la recherche dans ce domaine,
- * Rassembler les données colligées par les utilisateurs,
- * Coordonner les efforts de recherche et examiner les possibilités de coopération pour une meilleure performance dans la recherche.

Cette conférence s'adressait aux partis intéressés du secteur public ou privé aux États Unis, en Europe et au Canada. Le premier sujet de la conférence a été la brèche des barrages en terre. Cependant, les sujets apparentés aux procédures de propagation des crues, aux actions planifiées d'évacuation, aux implications sociales découlant de la rupture de barrage, et au processus de rupture associé aux structures en béton ont été aussi discutés.

Les derniers travaux de modélisation de la formation de brèche dans un barrage en terre sont ceux de Tinsangchali (2000). Il a développé un modèle numérique à une dimension de rupture de barrage due à un débordement. Il a utilisé le schéma explicite aux différences finies de MacCormack pour résoudre les équations à une dimension de continuité et de conservation de quantité de mouvement pour un écoulement transitoire sur un lit à forte pente. La stabilité du barrage a été testée par une version modifiée de l'habituelle méthode des tranches. Le modèle a été calé et vérifié avec succès sur la base de données expérimentale obtenue au laboratoire. La comparaison avec les données expérimentales a montré que la précision du modèle dépend beaucoup de la formule de transport des sédiments et du coefficient de pression interstitielle. Tinsangchali affirme que le modèle peut prédire de façon réaliste la brèche réelle ayant lieu au barrage de Buffalo Creek et avec plus de précision que d'autres modèles numériques existants.

1.5 Classification et comparaison des modèles

Tous les modèles existants ont quelques avantages et désavantages au regard de l'efficacité de calcul et de la description réaliste du processus physique lorsqu'ils sont appliqués aux cas historiques de ruptures de barrage. Tous les modèles ont montré un degré acceptable d'exactitude du fait qu'un nombre de paramètres peuvent être étalonnés par la modélisation mathématique des problèmes de rupture de barrage. Cette modélisation est le traitement couplé de deux phases impliquées i.e., l'eau du réservoir et les sédiments provenant du corps du barrage. Les équations gouvernantes et le nombre et la nature des paramètres physiques et empiriques déterminent la convenance du modèle de prédiction.

Les similarités et les différences entre les modèles sont données dans le tableau 1.1. Ceci illustre l'évolution et l'expansion de la technologie de simulation de rupture de barrage en terre durant les 30 dernières années, depuis le modèle de conception simple de Cristofano (1965) au dernier modèle expérimental sophistiqué de Tinsangchali

(2000). L'amélioration de l'état actuel des techniques peut être réalisée par la réduction du nombre de paramètres nécessitant l'étalonnage et par l'introduction d'hypothèses plus réalistes pour les mécanismes de débit d'eau et de transport de sédiment.

L'application avec succès de plupart des modèles requiert la spécification du réservoir et des géométries du barrage, ainsi que les autres aspects physiques du corps du barrage, c'est à dire le diamètre moyen des particules, la résistance à l'érosion, l'angle de frottement interne, et la cohésion. Un des aspects le plus difficile, reste cependant, la définition de la taille et de la forme de la brèche naissante. Indépendamment du niveau de sophistication du modèle, il y aura toujours un degré d'incertitude résultant du large intervalle de valeurs des paramètres impliqués. Cependant, il vaut la peine d'examiner la possibilité de réduire la complexité mathématique du problème sans sacrifier les principes conceptuels impliqués.

Ce que nous reprochons aux modèles présentés précédemment c'est : 1) le mode de rupture présumé; 2) la forme de la brèche fixée à l'avance; 3) la négligence de l'écoulement critique par-dessus la crête du barrage et l'évolution de la section critique (dont l'effet de contrôle de l'écoulement joue un rôle important sur le mécanisme d'érosion et sur l'évolution de la brèche et de son canal durant tout le processus de formation de brèche); 4) l'omission de l'effet du ressaut hydraulique sur le talus et au pied du barrage.

1.6 Nécessité d'étude de la formation de la brèche de barrage par débordement

Les essais de rupture de barrage sur modèle réduit en laboratoire, les essais *in situ* sur des remblais de digues, fusibles ainsi que les observations de ruptures de barrages survenues dans le passé, contribuent à la mise au point d'un modèle numérique de rupture de barrage. Les facteurs d'échelle des essais sur modèle, spécialement ceux relatifs aux zones étanches du barrage, sont très complexes. Les matériaux de remblai

utilisés dans les digues fusibles peuvent être très différents de ceux utilisés dans les barrages réservoir lesquels sont conçus pour résister à de faibles déversements, donc ils ne sont pas facilement érodables comme le sont les digues fusibles. Seuls des essais in situ à grande échelle amélioreront les connaissances sur les phénomènes complexes de rupture de barrage (P. Reiter, 1989; Loukola et *al*, 1993).

La crue déversant par-dessus un barrage en terre cause une brèche dans le corps de celui-ci. Le phénomène de brèche est un événement de courte durée pour lequel tous les paramètres contrôlant l'érosion de brèche ne sont pas possibles à mesurer. Cependant sous des conditions de laboratoire, le phénomène peut être reproduit, ce qui donne une meilleure vue du mécanisme impliqué dans le processus de brèche. Une meilleure connaissance de ce processus aiderait grandement à développer un modèle numérique plus réaliste pour une brèche de barrage en terre.

Dans plusieurs modèles numériques de rupture de barrage, l'évaluation des crues et des débits de sédiment en aval est surtout exécutée en supposant la rupture de barrage comme un phénomène instantané. Mais à partir des observations des ruptures historiques de barrages en terre, il est évident que la durée de rupture varie d'une ½ heure à 12 heures, dépendamment des situations. Ceci signifie que la rupture du barrage est dépendante du temps et ce n'est nullement un processus instantané comme supposé dans bien des cas.

Ainsi pour prédire avec une certaine précision les débits d'eau et de solides à partir de la section de brèche du barrage, il est nécessaire de connaître et de savoir comment le processus de brèche évolue dans le temps. Ces quantités sont contrôlées par la section transversale de la brèche ou la morphologie de la brèche dans le temps. La crue d'une brèche de barrage et son débit associé de sédiment peuvent être estimés dans un canal en laboratoire d'une façon plus précise et permettre éventuellement de prédire dans le temps et pour une condition donnée, l'état et le débit de la formation de brèche dans le barrage.

1.6.1 État actuel des connaissances sur la brèche de barrage

Dans le processus de formation de brèche dans un barrage, l'élargissement de la brèche affecte le taux de débit qui par la suite contrôle le taux d'érosion. Ce processus continue jusqu'à ce que la quantité d'eau du réservoir soit tout évacuée ou jusqu'à ce que le barrage résiste à l'érosion. Brièvement, l'état actuel des connaissances relevant du problème de brèche peut être décrit sous les titres suivants : érodabilité, mécanisme de brèche, hydraulique de l'écoulement de brèche, érosion des sédiments et leur transport.

1.6.2 L'érodabilité

L'érosion hydraulique signifie une interaction sol-eau. L'érosion a lieu lorsque la contrainte de cisaillement induite par l'écoulement du fluide sur la surface du sol est assez grande pour surmonter la force maintenant les particules ensemble et causer le délogement de celles-ci à partir de la surface. Un sol cohésif s'érode selon un mode tout à fait différent en comparaison à un sol non cohésif. Dans un sol non cohésif, l'érodabilité première dépend de la distribution de la taille des grains, la densité et la forme des grains, tandis que la principale résistance à l'érosion est offerte par le poids submergé du sédiment. Dans un sol cohésif, le pourcentage et le type d'argile, la composition chimique du fluide interstitiel, la présence de matériaux organiques et d'autres agents de cimentation, jouent un rôle significatif dans son érodabilité.

1.6.3 Le mécanisme de formation de brèche

Le mécanisme de base de la rupture de barrage en terre est lié à l'érosion du matériau de remblai. La contrainte de cisaillement excessive sur la surface induite par l'écoulement de l'eau par-dessus une faible section du corps du barrage initie le

processus d'érosion. La brèche initiale est presque toujours en forme de « V » (triangulaire) et est, selon certains auteurs, de trois à quatre fois plus large que profonde.

1.6.4 L'hydraulique de l'écoulement de brèche

Beaucoup d'études expérimentales et numériques supposent que :

- * l'écoulement par-dessus la crête de la brèche est analogue à l'écoulement par-dessus un déversoir à seuil large.
- * l'écoulement réel non permanent est rapproché à une situation quasi-permanente.
- * l'effet du niveau d'eau aval est considéré acceptable par réduction du coefficient de débit dans plusieurs modèles numériques.
- * l'équation de résistance de Manning ou Chézy est utilisée pour le calcul de la profondeur d'eau dans le canal de brèche.

Pugh et Gray (1984) professaient que l'écoulement dans la section entière au sommet de la brèche est critique et par la suite l'écoulement est torrentiel le long du canal de brèche. Les équations gouvernantes pour l'écoulement par-dessus un barrage sont : l'équation de continuité, la formule du déversoir à seuil large, la relation de la forme de la géométrie de la brèche, l'équation de résistance au mouvement et l'équation de mouvement.

1.6.5 La morphologie de la brèche

La section transversale initiale de la brèche est celle d'une vallée étroite en forme de « V ». Comme l'érosion progresse, la forme se change en section transversale trapézoïdale. Dans les modèles numériques comme rapportés dans les travaux

précédents sur les ruptures de barrage, la forme de la brèche a été supposée rectangulaire, triangulaire, trapézoïdale, parabolique ou semi-circulaire. Mais à partir d'observations expérimentales, la section finale de la brèche est souvent considérée comme étant trapézoïdale.

1.6.6 L'érosion des sédiments et leurs transports

Le manque d'évidence expérimentale et une compréhension partielle du transport de sédiment sous des conditions hautement dynamiques comme dans une brèche de barrage, ont contraint beaucoup d'études rapportées jusqu'ici à recourir à des formules de transport de sédiment applicables aux ruisseaux alluviaux comme la formule de Dubois (1879), la formule de Schoklitsch (1934), la formule de Meyer-Peter-Muller (1948) et la formule d'Einstein-Brown (Einstein, 1950). Ces formules sont basées sur la théorie de la force tractrice, c'est à dire, le charriage de fond des sédiments qui est une fonction de la contrainte de cisaillement moyenne, et sont applicables au charriage de fonds homogènes dans les rivières alluviales.

Les équations gouvernantes dans l'érosion de brèche et le transport de sédiment sont l'équation de continuité de sédiment, l'équation de mouvement de sédiment, et la relation de contrainte de cisaillement avec le charriage de fond.

1.6.7 La stabilité des pentes de brèche

Les pentes latérales de la section de brèche deviennent instables durant la rupture, lorsque la gravité et les forces dynamiques dues aux infiltrations deviennent supérieures au frottement du sol et la cohésion. Celles ci cèdent causant ainsi l'élargissement de la section de brèche. Plus grand est l'écoulement de la brèche, plus grand sera l'érosion de brèche.

1.7 Références

- ALQASER, G. et RUFF, J. F. (1993). Progressive Failure of an Overtopped Embankment, Proceedings - National Conference on Hydraulic Engineering, pt. 2, Publ. by ASCE, New York, NY, USA, pp. 1957-1962.
- BALLOFFET, A. et SCHEFFER, M. L. (1982). Analyse Numérique de la Crue Produite par la Rupture du Barrage de TETON, Journal of Hydraulic Research, Vol. 20 No. 4, pp. 317-328.
- BECHTELER, W. et BROICH, K. (1991). Effects in Dam-Break Modeling, Proceedings of The 2nd International Conference on Computer Methods in Water Resources II publ. by Computational Mechanics, Southampton, Engl. p 89-98.
- BENOIST, G. et NICOLLET, G. (1983). Rupture Progressive des Barrages en Terre, Proc. XX IAHR Congress, (Moscow, U.S.S.R., sept. 5-9, 1983), Vol. 2, paper A.d.3, pp. 464-470.
- BENOIST, G. (1989). Les Études d'Onde de Submersion des Grands Barrages d'EDF, La Houille Blanche, N° 1, pp. 43-45.
- BENSLAMA, E. (1995). Code EROSIF. Note de Principe, Note d'Utilisation et Éléments de Validation, Rapport EDF-HE-43/95/073/A.
- BERTACCHI, P. FANELLI, M. et MAIONE, U. (1988). An Overall Approach to the Emergency Hydraulic Problems Arisen from the Natural Dam and lake Formed by the Val Pola Rockslide, 16th ICOLD Congress, San Francisco, 1988 (ENEL-CRIS n. 3553), p. 45.
- BRADLEY, J. N. (1973). Hydraulics of Bridge Waterways, Hydraulic Design Series 1. FHWA, U.S. Department of Transportation.
- BROWN, C. B. (1950). Sediment Transportation, in H. Rouse (ed.) Engineering hydraulics, John Wiley, New York, pp. 711-768.
- BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1977). A Simulation of Hydraulic Events During and Following the TETON Dam Failure, Proceedings of the Dam-Break Flood Routing Workshop, Water Resources Council.
- BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1981). BRDAM User's Manual, Water Conveyance Branch, Division of Design Engineering and Research Center, Denver, Colorado.

BUREAU OF RECLAMATION (1982). Guidelines for Defining Inundated Area Downstream from Bureau of Reclamation Dams, Denver, CO.

BUREAU OF RECLAMATION (1987). Design of Small Dams, United States Department of the Interior, Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

CADAM (1998). Proceeding of CADAM Meeting at Wallingford, March 1998.

CECILIO, C. B., et STRASSBURGER, A. G. (1977). Dam-Break Wave Model-Formulation and Verification, Journal of Hydraulic Division, ASCE, 106(5), pp. 747-767.

CHEN, Y. H. et ANDERSON, B. A. (1986). Development of a Methodology for Estimating Embankment Damage Due to Flood Overtopping, Simons Li and Associates, Inc., Fort Collins, Colorado.

CHEN, Y. H. et ANDERSON, B. A. (1987). Methodology for Estimating Embankment Damage Caused by Flood Overtopping, Transportation Research Record, 1151. pp. 1-15. Transportation Research Board, National research Council, Washington, D.C.

CHUGAEV, R. R. (1964). Stability Analysis of Earth Slopes, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel.

CLAGUE, J. J. et MATHEWS, W. H. (1973). The Magnitude of JOKULHLAUPS, Journal of glaciology, Vol. 12, pp. 501-504.

COSTA, J. E. (1985). Floods from Dam Failures, U.S. Geological Survey Open-File Rep. 85-560, Denver, Colorado.

COSTA, J. E. (1988). Floods from Dam Failures, in Flood Geomorphology, (ed.) V.R. Baker and P.C. Patton; John Wiley and Sons, New York, pp. 439-463.

COSTA, J. E. et SCHUSTER, R. L. (1988). The Formation and Failure of Natural Dams, Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, pp. 1054-1068.

CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate Failure of Earthfill Dams, U.S. Bureau for Reclamation, Denver, Colorado, p. 15.

DAS, K. P. (1997). Breach Erosion Processus of Homogeneous Earthfill Dams and Fuse Plugs due to Overtopping flow, Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, p. 289.

DESLOGES, J. R. (1984). APE Lake Excursion, October, 26-31, 1984; University of British Columbia, Department of Geography and Department of Geophysics and Astronomy, Unpublished Report, 10 p.

DRESSLER, R. F. (1952). Hydraulic Resistance Effect Upon the Dam-Break Functions, Journal of Research, National Bureau of Standards, Vol.49, No.3, pp. 217-225.

DUBOYS, P. (1879). Etude du Régime du Rhône et l'Action Exercée par les Eaux sur un Lit à Fond de Gravier Indéfiniment Affouillable, Ann. Ponts et Chaussées, Ser. 5, 18, pp. 141-195.

EINSTEIN, H. A. (1950). The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows, Technical Bulletin N° 1026, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

EVANS, S. G. (1986). The Maximum Discharge of Outburst Floods Caused by the Breaching of Man-Made and Natural Dams, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23(3), pp. 385-387.

FREAD, D. L. et HARBAUGH, T. E. (1971). Simulation Program for the Transient Hydraulics Produced by Gradually Breached Earth Dams, Hydraulic Series Bulletin, Civil Engineering Studies, University of Missouri-Rolla.

FREAD, D. L. et HARBAUGH, T. E. (1973). Transient Hydraulic Simulation of Breached Earth Dams, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99, No. HY1, pp. 139-173.

FREAD, D. L. (1977). The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model, Proceedings, Dam-Break Flood Modeling Workshop, U.S. Water Resources Council, Washington, D. C., pp. 164-197.

FREAD, D. L. (1980). Capabilities of NWS Model to Forecast Flash Floods Caused by Dam Failures, Preprint Volume, Second Conference on Flash Floods, March 18-20, 1980, Amer. Meteorological Soc., Boston, Mass., pp. 171-178.

FREAD, D. L. (1981). Some Limitations of Contemporary Dam-Break Flood Routing Models, Preprint 81-525: Annual Meeting of American Society of Civil Engineers, Oct. 17, 1982, St. Louis, Missouri, p. 15.

FREAD, D. L. et WETMORE, J. N. (1983). The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland.

FREAD, D. L. (1984). DAMBRK: The NWS Dam-Break Flood Forecasting Model, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, Silver Springs, Maryland.

- FREAD, D.L. (1985a). A Breach Erosion Model for Earthen Dams, General Series, Utah Water Research Laboratory, Vol. G85-3 pp. 281-310.
- FREAD, D. L. (1991). BREACH, An Erosion Model for Earthen Dam Failures, Hydrological Research Laboratory, US National Weather Service, pp. 46-47.
- FROEHLICH, D. C. (1995). Peak Outflow From Breached Embankment Dam, Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 121, No 1, January / February.
- FROEHLICH, D. C. (1987). Embankment – Dam Breach Parameters, Proceedings of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering, A.S.C.E., New York, pp. 570-575.
- GESSLER, J. (1971). Beginning and Ceasing of Sediment Motion, in River Mechanics, edited and published by H. W. Shen, Fort Collins, Colorado, Chapter 7.
- GIUSEPPETI, G. & MOLINARO, P. (1989). A Mathematical Model of the Erosion of an Embankment Dam by Overtopping, Int. Symp. on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen.
- GUIDELINES TO DECISION ANALYSIS (1986). ACER Tech. Memo. N° 7, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- HAGEN, V. K. (1982) Re-Evaluation of Design Floods and Dam Safety, Proc. 14th Int. Commission on Large Dams Conf., Rio de Janeiro, Brazil.
- HARRIS, D. L. et WAGNER, D. A. (1967). Outflow From Breached Earth Dams, University of Utah, Salt Lake City, Utah.
- HERLEDAN, R. (1995). Code RENARD. Note de Principe, Éléments de Validation, Note d'Utilisation, Rapport EDF-HE-43/95/027/A.
- JANDORA, J. (2000) Numerical Modeling of Earth Dam Breaching due to Overtopping. Edice Phd. Thesis, sv. 52., VUT v Brno, 2000, ISBN 80-214-7760-9.
- JANDORA, J., STARA, V. et RIHA, J. (2001). Experimental and Mathematical Research of Dam Failure, Water Structures Institute, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology.
- JOHNSON, F.A. et ILLES, P. (1976). A Classification of Dam Failures, Water Power & Dam Construction, December 1976. pp. 43-45.
- KINDSVATER, C. E. (1964). Discharge Characteristics of Embankment-Shaped Weirs, USGS Water-Supply Paper 1617-A. Studies of Flow of Water Over Weirs and Dams, U.S. Geological Survey.

KIRKPATRICK, G. W. (1977). Guidelines for Evaluating Spillway Capacity, Water Power & Dam Construction, 29(8). pp. 29-33.

LOU, W. C. (1981). Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, Spring.

LOUKOULA, E., REITER, P., SHEN, C. et PAN, S. (1993). Embankment Dams and Their Foundations : Evaluation of Erosion. International Workshop on Dam Safety, Grindelwald, Switzerland, 26-29 April 1993, p. 42, 44, 47, 51.

MACCHIONE, F. (1986). Sull'idrogramma di Piena Conseguente alla Rotura di Dighe in Terra, Memoire e Studi, Dipartimento Difesa del Suolo, Università della Calabria, N° 139, p. 46.

MACCHIONE, F. (1989). Discussions: Dimensionless Analytical Solutions for Dam Breach Erosion, of Sing, V. P. and Quiroga, C. A., Journal of Hydraulic Research, Vol. 27, No. 3, pp. 447-452.

MACCHIONE, F. et SIRANGELO, B. (1988). Study of Earth Dam Erosion due to Overtopping, Proceedings of the Technical Conference on Hydrology of Desasters W.M.O. Genève, 1988. pp. 212-219.

MACCHIONE, F. et SIRANGELO, B. (1989). Aspetti Idraulici nel Collasso Degli Sbarramenti in Materiali, Idrotecnica, N° 6, pp. 313-322.

MACCHIONE, F., & SIRANGELO, B. (1990). Numerical Simulation of Earthfill Dam Breach Outflow Hydrograph, Hydraulic Engineering Software Applications, Proceedings 3rd International Conference, Massachusetts, Computational Mechanics Publication, Southampton, pp. 191-204.

MACDONALD, T. C. et LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 5, pp. 567-586.

MC WHORTER, J. C., CARPENTER, T. G. et CLARK, R. N. (1968). Erosion Control Criteria for Drainage Channels, Mississippi State Highway Department, Jackson; FHWA, U.S. Department of Transportation; Agricultural Experiment Station, Mississippi State University State College.

MOJIB, R. M. (1990). Development of a Computer Program for Gradual Failure of Earthen Dams Due to Overtopping, Vol. 51/06-B of Dissertation Abstracts International. 144 p.

MORRIS, H. M. et WIGGERT, J. M. (1972). Applied Hydraulics in Engineering, The Ronald Press Co., New York, pp. 69-70, 290, 451, 460.

MEYER-PETER, E. et MULLER, R. (1948). Formula for Bed Load Transport; in Proc. 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Research, Stockholm, Sweden.

PONCE, V. M. et TSIVOGLIOU, A. J. (1981). Modeling Gradual Dam Breaches, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 107, No. HY7, July, pp. 829-838.

PRICE, J. T., LOWE, G. W. et GARRISON, J. M. (1977). Unsteady Flow Modeling of Dam-Break Waves, Proc. U. S. Water Resources Council, Hydro. Committee Dam-Break Flood Routing Model Workshop, National Technical Information Service, Springfield, Va., PB-275-437.

PUGH, C. A. et GRAY, F. W. (1984). Fuse Plug Embankments in Auxiliary Soil Ways-Developing Design Guidelines and Parameters, Bureau of Reclamation Report, Denver, Co.

RALSTON, D. C. (1987). Mechanics of Embankment Erosion During Overflow. Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 National Conference. Publ. by ASCE, New York, NY, U.S.A., pp. 733-738.

REITER, P. (1989). Necessary Research on Dam Breach Dynamics and Outside Effects on the Breaching Process, Comments on Dam Breach Flood Routing. Speaking Note as Panel Expert at the ICOLD International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen, Denmark, pp. 33, 44, 47.

RITTER, A. (1892), Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 36, N° 33, pp. 947-954.

SAKKAS, J. G. (1980). Dimensionless Graphs of Floods from Ruptured Dam, Res. Note N° 8, U. S. Army Corps of Engineers, Hydrological Engineering Center, David, Calif.

SAKKAS, J. G. et STRELKOFF, T. (1973). Dam-Break Flood in a Prismatic Dry Channel, Journal of the Hydraulics Division ASCE, Vol. 99, No. HY12, December, p. 2195-2217.

SCHOCKLITSCH, A. (1917). Über Dammbbruchwellen. aus den Sitzungsberichten der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaften in Wien. Mathematisch Naturwissenschaftliche Klasse, Abteilung Iia, Band 126, Heft 10, p.57.

SCHOKLITSCH, A. (1934). Der Geschieletrieb Und die Geschielenfracht, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, No 4, p. 37.

SIMMLER, H. et SAMET, L. (1982). Dam Failure from Overtopping Studied on a Hydraulic Model (Rupture de Barrage par Déversement, Étudié sur un Modèle

Hydraulique) C.I.G.B. Quatorzième Congrès des Grands Barrages, Rio de Janeiro, 1982. Q.52, R.26. pp 427-445.

SIMON, D. B. et SENTURK, F. (1976). Sediment Transport Technology, Water Ressources Publications, Fort Collins, Co.

SIMPLIFIED DAM-BREACH ROUTING PROCEDURE (1981). Department of Agriculture Tech. Release N° 66, U. S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D. C.

SINGH, V. P., SCARLATOS, P. D., COLLINS J. G. et JOURDAN, M. R. (1986). Hydrodynamics of Earth Fill Dam Breach Erosion, Water Forum 86 proceedings of the conference World Water Issues In Evolution, Vol. 1. publ. by ASCE, New York, NY, USA pp. 1-9.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1985). Breach Erosion of Earth-Fill Dams and Flood Routing (BEED) Model, Report 14 U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station Vicksburg, Mississippi, p. 46.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. (1987). A Dam-Breach Erosion Model: I. Formulation & II. Application, Water Resources Management 1, pp. 177-197, & pp. 199-221.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. (1988). Dimensionless Analytical Solutions for Dam-Breach Erosion, (Solution Analytique Adimensionnelle pour l'Érosion d'une Brèche dans un Barrage), Journal of Hydraulic Research, Vol. 26, No. 3.

SMART, G. M. (1984). Sediment Transport Formula for Steep Channels, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, No.3, pp. 267-276.

SMERDON, E. T. et BEASLEY, R. P. (1959). Relation of Compaction and Other Soil Properties to Erosion Resistance of Soils, Transactions ASCE, Vol. 8.

SMERDON, E. T. et BEASLEY, R. P. (1959). The Tractive Force Theory Applied to Stability of Open Channels in Cohesive Soils, Research Bulletin 715. Agricultural Station, College of Agriculture, University of Missouri, Columbia, Oct.

STOCKER, J. J. (1957). Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York.

SU, S. T. et BARNES, A. H. (1970). Geometric and Frictional Effects on Sudden Releases, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY11, Proc. paper 7650, November, pp. 2195-2216.

SUBCOMMITTEE ON EMERGENCY ACTION PLANING OF ICOLDS (1983). Dam Safety Emergency Action Planning Guidelines, Interagency Committee on Dam Safety, January 1983.

TINGSANGCHALI, T. et CHINNARASRI, C. (2000). Numerical Modeling of Dam Failure Due to Flow Overtopping, Hydrological Sciences Journal, Vol. 46, N° 1, pp. 113-130.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1960). Floods Resulting from Suddenly Breached Dams. Misc. Paper N° 2-374, Rep. 1: Conditions of Minimum Resistance, Waterways Experiment Station. Vicksburg. Miss.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (1998). Proceedings of the International Dam Breach Processes Workshop, USDA, Agricultural Research Service, March, 1998, Stillwater, Oklahoma.

Tableau 1.1 : Comparaison et évaluation des modèles physiques de formation de brèche

<i>Modèle Auteur (Année)</i>	<i>Approche hydro- dynamique</i>	<i>Formule de transport de sédiment</i>	<i>Algorithme de solution</i>	<i>Morphologie de la brèche</i>	<i>Paramètres caractéristiques</i>	<i>Autres particularités</i>
Cristofano (1965)	Formule du déversoir à seuil large	Relation Empirique de Cristofano	Manuel Analytique Itératif	Trapézoïdale Largeur constante	Constante de proportionalité Angles de repos et frottement interne	<u>Non inclus</u> Érosion latérale Stabilité des joutes Effet de submerg.
Harris –Wagner (1967)	Formule du déversoir à seuil large	Formule de charriage de fond de Schoklitsch	Paramétrique	Parabolique constante/ Largeur au sommet = 3.75 X profondeur	Taille des grains Débit Critique Dimension brèche et pente	<u>Non inclus</u> Stabilité des joutes Effet de submergence
BRDAM Brown & Roger (1977,1988)	Formule du déversoir à seuil large	Formule de charriage de fond de Schoklitsch	Paramétrique	Parabolique constante/ Pente des joutes = 45°		<u>Non inclus</u> Stabilité des joutes Érosion des joutes
Ponce – Tsivoglou (1981)	Syst. Éqs. St Venant	Equation Exner avec Meyer- Peter-Muller	1D-Numérique	Relation largeur au sommet VS débit écoulement	Index érodabilité n Manning Contrainte Cisaillement	<u>Non inclus</u> Stabilité des joutes Élargissement de brèche

Lou (1981)	Système d'Équations St-Venant	Rel. Empirique Cristofano Formule Einstein & Dubois Formule de Lou	1D-Numérique	Forme de courbe Cosinus (parabolique)	Index érodabilité n Manning Cont. Cisail.	Non inclus Stabilité des joints Élargissement de brèche
Nogueira (1984)	Système d'équations St-Venant	Equation d'Exner avec Meyer Peter Muller	1D-Numérique	Forme de courbe Cosinus (parabolique)		Non inclus Stabilité des joints Élargissement de brèche
BREACH Fread (1985 - 1991)	Formule du déversoir à seuil large	Meyer Peter Muller modifiée par Smart	Parmétrique Itératif	Rectangulaire changeant en Trapézoïdale	Cont. Cisail. Critique Taille grain Angle de frottement et cohésion	Inclus Submergence aval Stabilité des joints sol-sec
EMBANK Chen & Anderson (1987)	Formule du déversoir à seuil large Profil de vitesses	Equation Duboy Equation d'ARL Diagramme de Shield	1D-Numérique Itératif Abaques d'écoulement	Erosion en couches horizontale	Contrainte Cisailllement Critique n Manning Indice de plasticité	Non inclus Élargissement de brèche Application Remblais de route
BEED Sing & Scarlato (1985)	Éqs. Consev. des masses Formule déversoir à seuil large	Formule de Einstein- Brown modifiée	Parmétrique Itératif	Traitézoidale Brèches de côte et de canal	Contrainte Cisailllement Adimensionnelle de Shield	Inclus Submerg. aval Stabilité brèche sol-saturé (Chugaev)

Extension BEED Singh & Quiroga (1987)	Idem à BEED	Idem à BEED Formule de Meyer Peter Muller	Idem à BEED	Trapezoïdale	Coefficient de débit Cd Coefficient frottement de Chézy	Idem à BEED
Macchione & Sirangelo (1988)	Système d'équations St-Venant Equation de Strickler	Equation de conservation des sédiments	1D-Numérique Différence finie de Priessman	Triangulaire changeant en Trapezoïdale Pente joues constante		<u>Non inclus</u> Stabilité des joues
Modjib (1990)	Equation conservation des masses Equation de Manning	Equations Smart et Dubouys	Itératif Newton- Raphson	Rectangulaire Triangulaire Trapezoïdale	Descripteur Pente canal = angle interne Pente joues = angle repos d50	<u>Non inclus</u> Stabilité des joues Submergence aval
Al Qaser & Ruff (1993)	Erosion de cisaillement et Ruptures structurales		Expérimental			<u>Inclus</u> Stabilité
Tingsang-chali & (2000)	Equations de continuité et Conservation des masses Formule du déversoir à seuil large	5 Formules comparées (MPM, Smart, Bagnold- Visser, RickenmanTak ahashi)	Réduit à 1D-Numérique Schéma explicite Différences Finies Mac- Cormack			<u>Non inclus</u> Stabilité du talus aval (Méthode modifiée des Tranches) Pression Interstitielle Élargissement

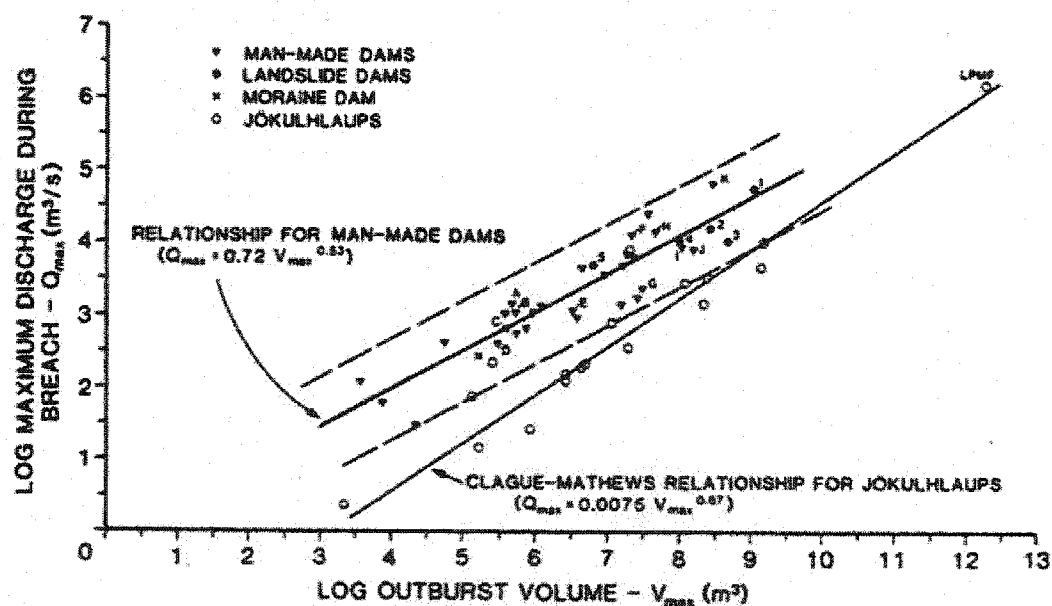


Figure 1.1 : Relation entre le débit maximum (Q_{max}) et le volume (V_{max}) pour les barrages construits et naturels. (selon Evans, 1986)

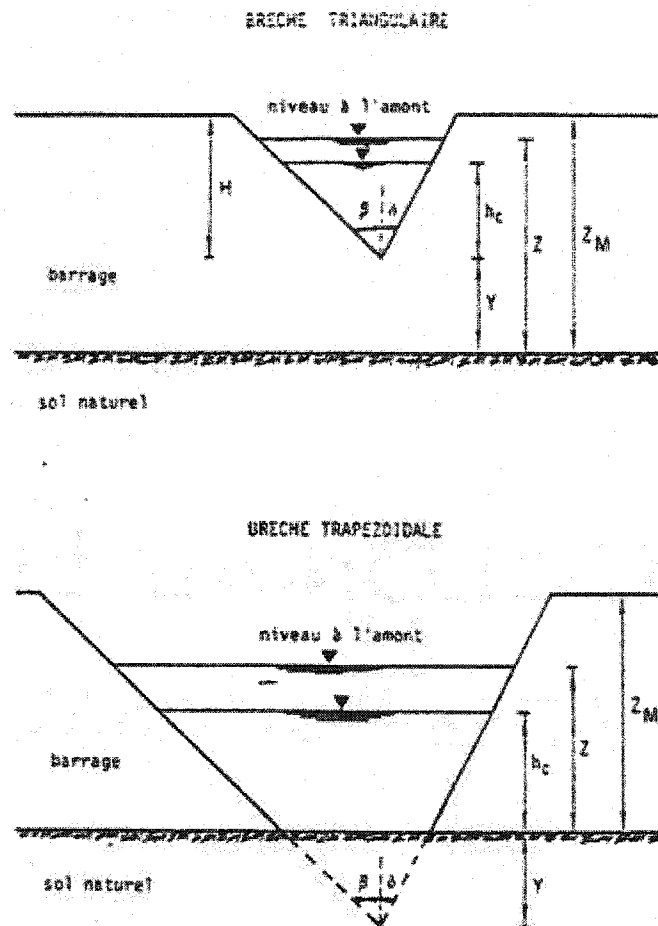


Figure 1.2 : Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2. (selon Macchione & Sirangelo, 1988)

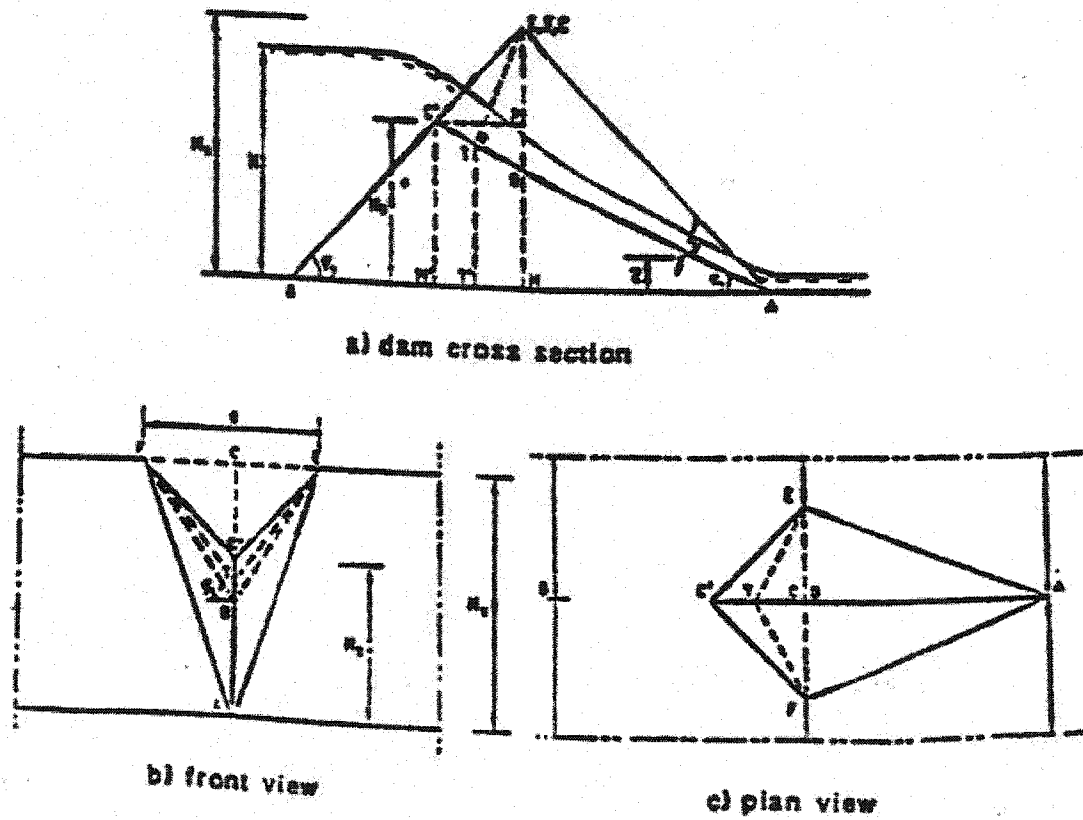


Figure 1.3 : Géométrie de la brèche dans le modèle 3 : a) profil en travers du barrage; b) vue de face; c) vue en plan. (d'après Giuseppe & Molinaro, 1989)

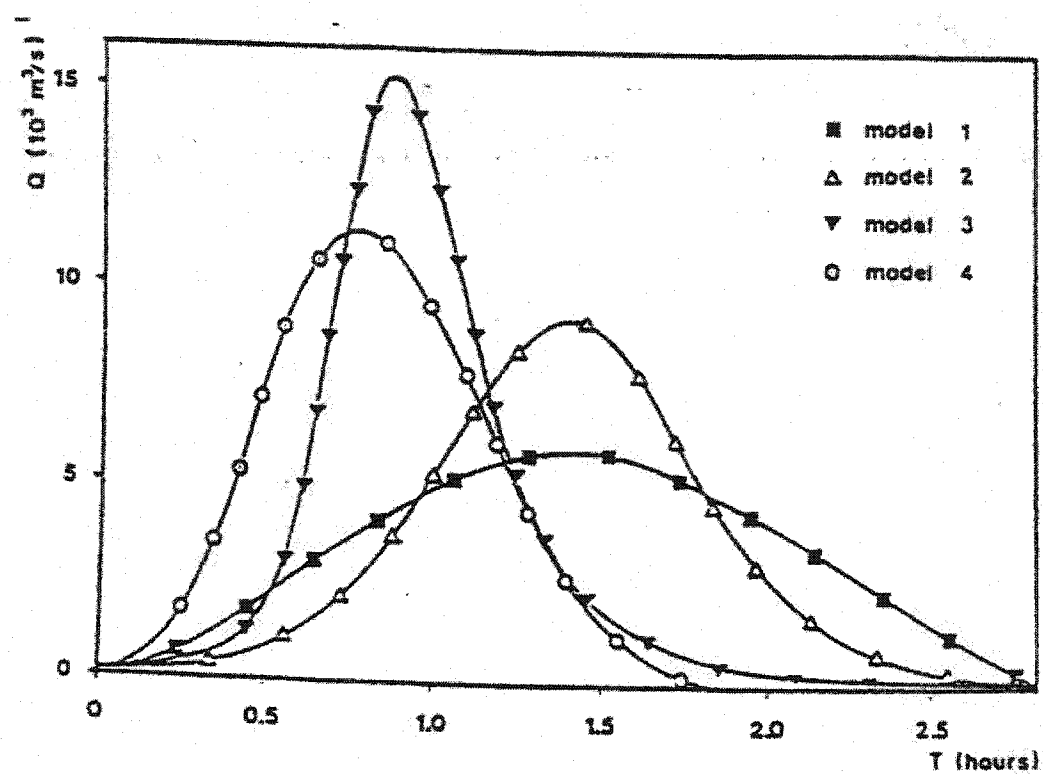


Figure 1.4 : Comparaison des différents modèle d'évolution de la brèche. (selon Macchione & Sirangelo, 1990)

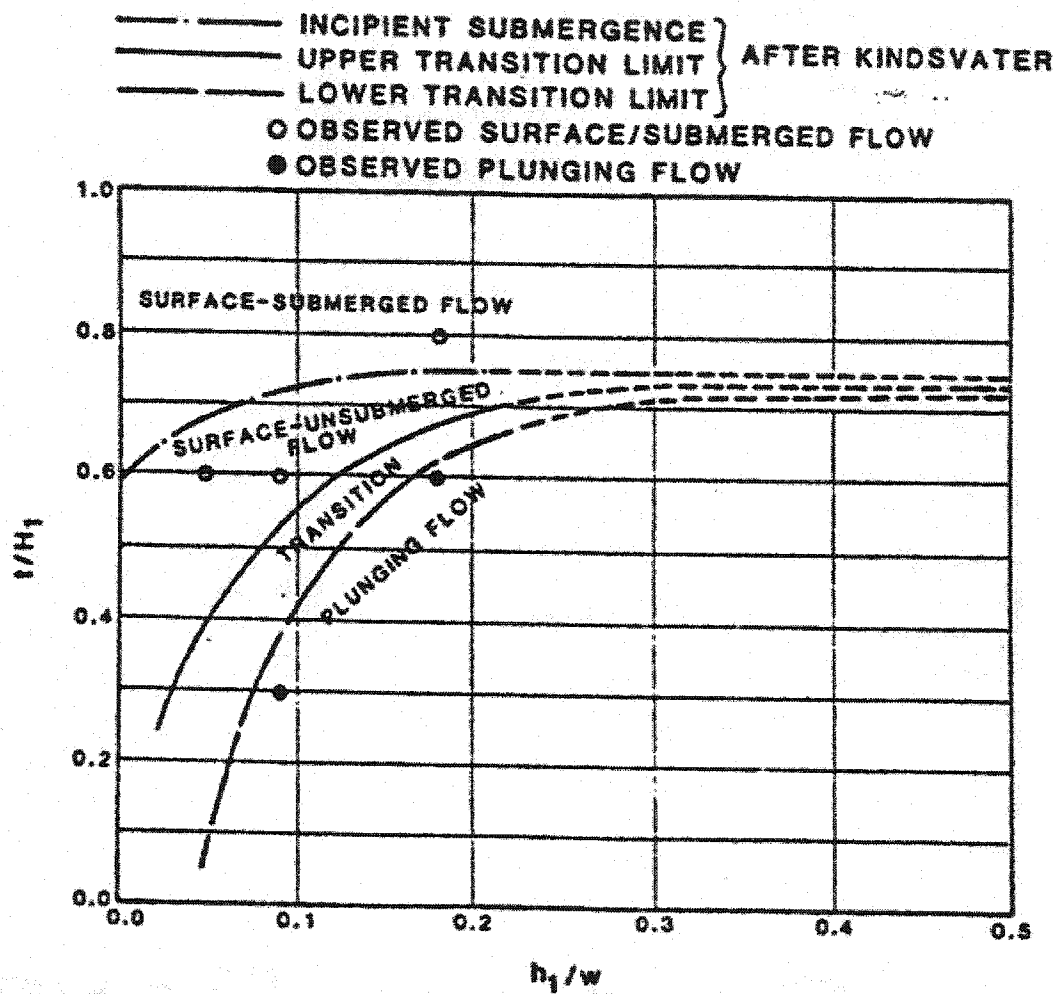


Figure 1.6 : Résumé des intervalles de la submergence naissante et de la transition de l'écoulement noyé. (Chen & Anderson, 1986)

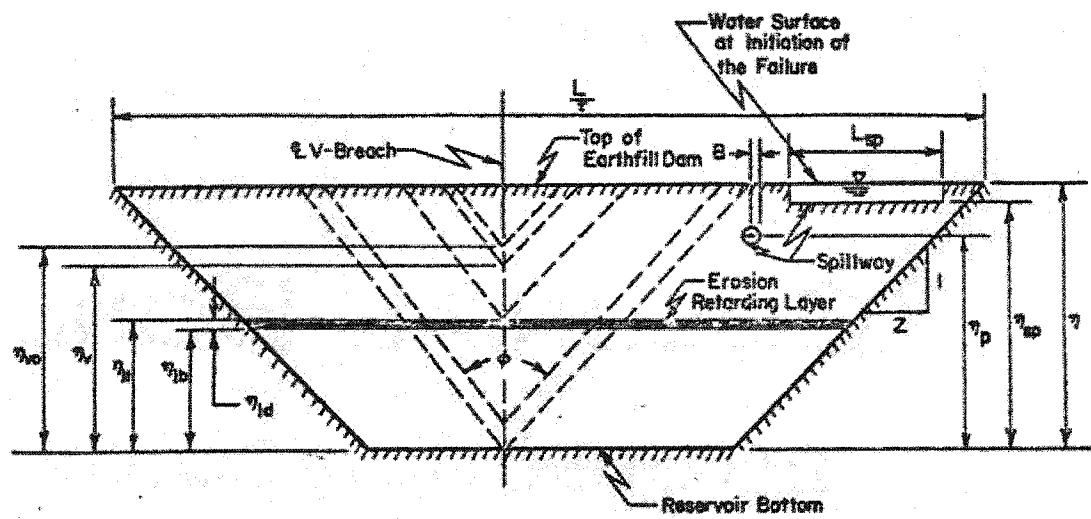


Figure 1.7 : Section transversale du réservoir au niveau du barrage. (Fread & Harbaugh, 1971)

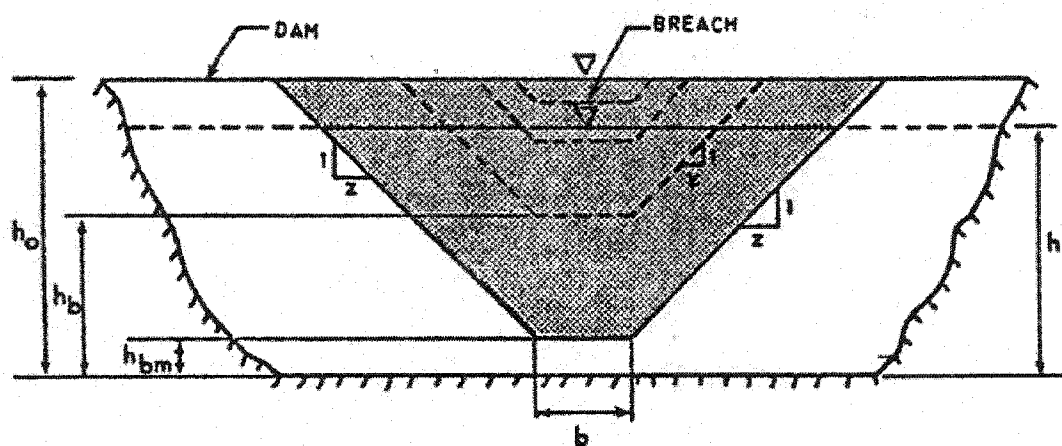


Figure 1.8 : Vue de face d'un barrage montrant une formation de brèche. (Fread, 1978)

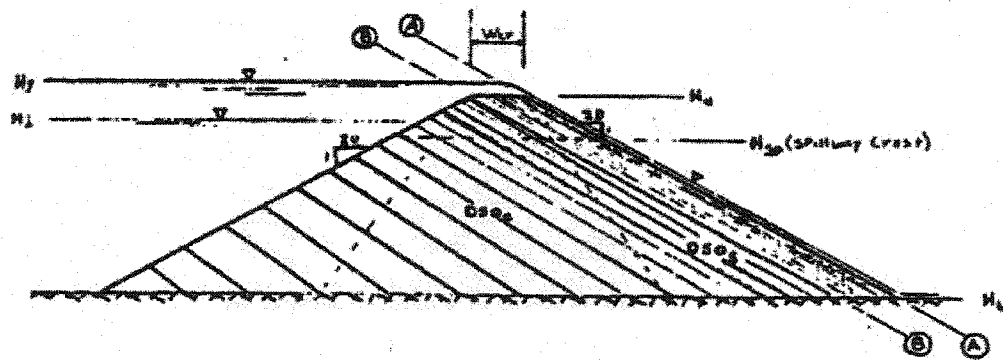


Figure 1.9 : Coupe d'un barrage montrant les séquences projetées d'une rupture par débordement. (Fread, 1985)

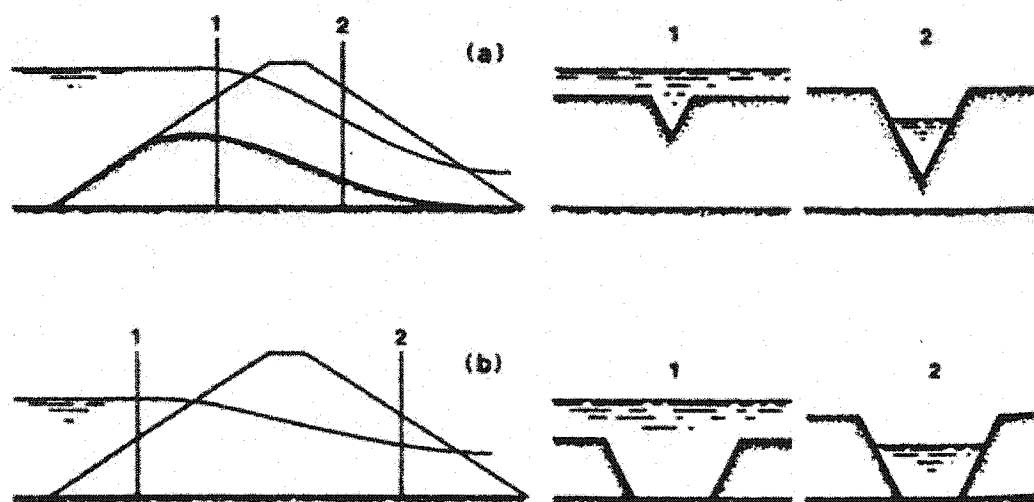


Figure 1.11 : Représentation schématique de la géométrie de la brèche :
a) étape du début; b) étape deuxième. (selon Macchione & Sirangelo, 1991)

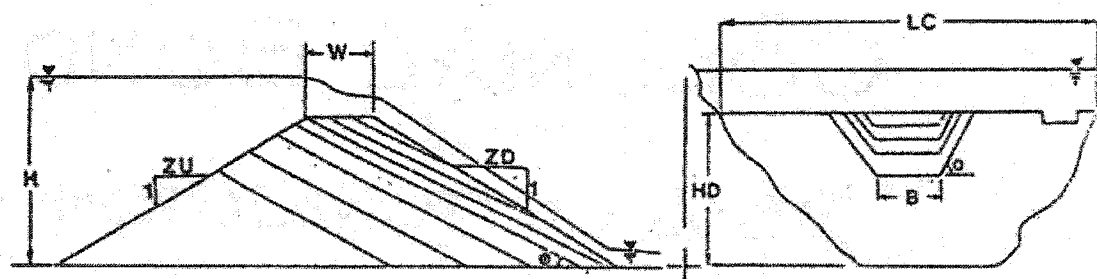


Figure 1.12 : Vues de profil et vue de face d'une rupture de barrage. (selon Mojib, 1990)

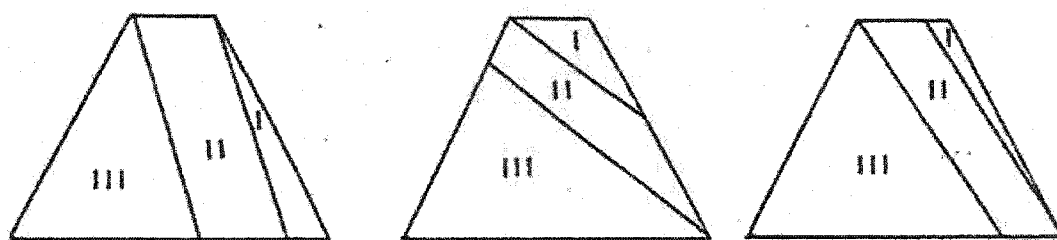


Figure 1.13 : Descripteurs géométriques du modèle de Mojib (1990).

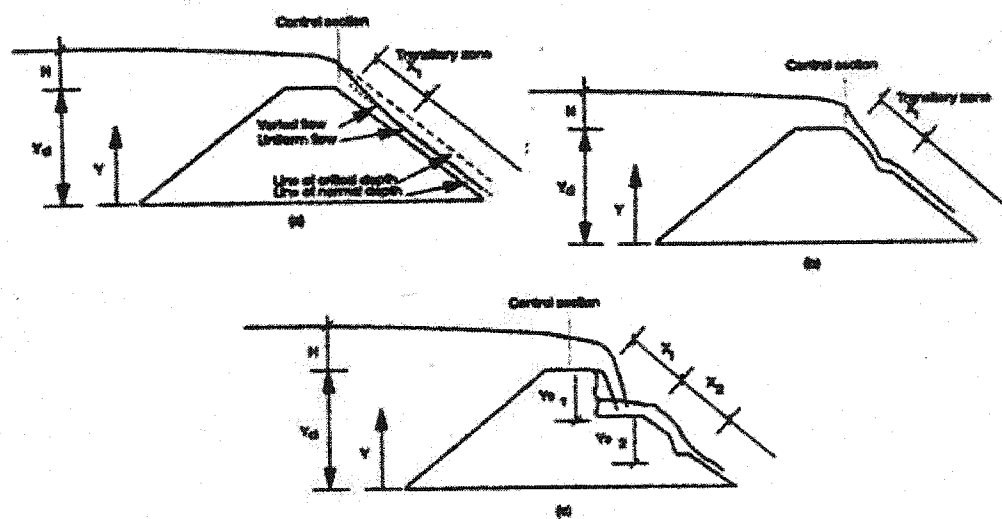


Figure 1.14 : Rupture progressive d'une digue par débordement. (ElQaser & Ruff, 1993)

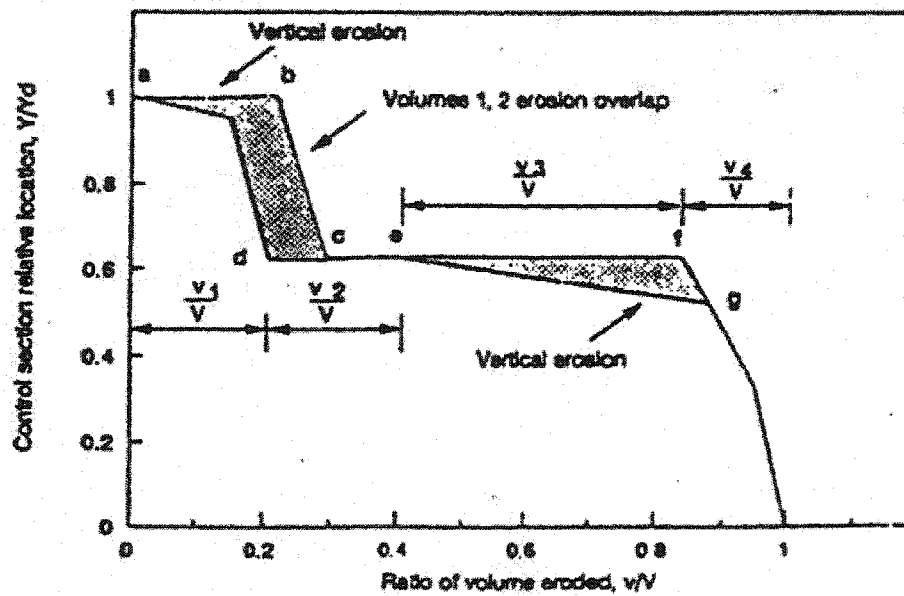


Figure 1.15 : Localisation de la section de contrôle d'une digue submergée.
(ElQaser & Ruff, 1993)

CHAPITRE II

OBJECTIF ET PLAN DE THÈSE

2.1 Généralités

Lorsqu'un barrage s'effondre, il en résulte une soudaine diminution du volume d'eau stocké dans le réservoir qui en s'évacuant du réservoir, cette eau devient une menace potentielle pour le territoire à l'aval du barrage. La rupture de barrage peut occasionner des pertes de vie et matérielles. Dans les dernières années, les exemples de rupture de barrage dans le monde ont été nombreux et les pertes résultantes trop élevées. Comme résultat à ceci, des programmes de sécurité de barrage ont été développés dans beaucoup de pays dans le monde depuis 1970.

À la suite de rupture de plusieurs barrages importants tels que Vajont, Malpasset, Teton et Machhu I, la rupture de barrage est devenue un sujet de grande préoccupation au cours de ce siècle. Les organismes gouvernementaux et le grand public ont pris davantage conscience du danger potentiel de crues catastrophiques pouvant résulter de ruptures de barrages. De nombreux organismes publics, responsables de la sécurité de barrages, ont déjà imposé à des maîtres d'ouvrage l'établissement et la publication de plans d'alerte décrivant le risque potentiel d'un barrage existant.

L'analyse des risques de rupture de barrage doit passer nécessairement par la compréhension des processus de rupture des barrages, pour cela des études physiques et mathématiques ont été menées. Pour développer des modèles numériques. Ces modèles permettent de simuler des ruptures de barrages en exploitation et obtenir les paramètres nécessaires pour s'assurer de la sécurité des barrages et établir des modèles d'évaluation

des risques de rupture de barrage et des plans d'alerte et de secours en cas d'onde de rupture de barrage.

Le recensement des ruptures de barrages survenues dans le monde fait apparaître deux processus de dégradation. Le premier est la submersion du barrage et son érosion par déversement comme celle qui a eut lieu récemment le 4 juin 2002 au barrage de Zeyzoune en Syrie. La deuxième est l'apparition et l'expansion d'un renard à travers l'ouvrage comme il a été dans le cas de la rupture du barrage de Teton aux États-Unis survenue en 1976.

Ce type de phénomènes a été simulé sur modèles mathématiques à partir de catastrophes réelles ou d'études sur modèle réduit. Un certain nombre de programmes de calcul ont été mis au point et permettent à un utilisateur averti d'analyser sur modèle l'hydrogramme de crue de rupture de barrage. Ces programmes n'ont pu voir le jour que lorsque des études ont été faites sur la compréhension du processus de rupture des barrages et qui ont permis de développer des modèles analytiques basés sur les données historiques de ruptures ou des modèles numériques découlant des études physiques en laboratoire du processus de ruptures de barrage.

Plusieurs méthodes ont été développées et chaque auteur, avec sa conception de l'érosion de brèche, établit des hypothèses pour évaluer l'évolution de la brèche dans le temps afin de déterminer, le débit, le temps de rupture d'une digue et les conséquences que cela entraîne à l'aval.

2.2 Objectifs

La revue de la littérature sur la modélisation de la formation de brèche par érosion lors d'une submersion d'un barrage en terre, a révélé la complexité du processus de formation de brèche et qu'étant données les hypothèses initiales fixées par les auteurs des modèles physiques, les résultats sont loin d'être uniformes s'ils sont comparés à un même cas de rupture de barrage.

Les études prévisionnelles ainsi que l'analyse des catastrophes recensées ont montré que la rupture d'un barrage en terre et/ou en enrochement ne peut être que progressive, qu'elle qu'en soit la cause, car elle est imputable à des phénomènes d'érosion.

Les connaissances sur les ruptures de barrages dues au débordement de crue concernant actuellement surtout les principes de transport de sédiment dans les rivières et l'hydraulique de l'écoulement par-dessus un déversoir. Une bonne compréhension du mécanisme associé au processus d'érosion de brèche est essentielle pour une meilleure description de ce type de ruptures de barrage en terre.

Vu le manque de modèles mathématiques ou numériques physiques ne fixant pas au préalable le mode d'évolution de la brèche, l'objectif principal de notre recherche est de développer un modèle mathématique basé sur les considérations hydrauliques, géométriques et géotechniques pour simuler l'érosion graduelle de la brèche sans avoir au préalable fixé son mode d'évolution. Par la simulation d'un processus d'érosion couplé aux conditions hydrauliques, on devrait arriver à suivre pas à pas la formation de la brèche et évaluer la vraisemblance des hypothèses proposées par d'autres auteurs. Il est important de modéliser la brèche parce que c'est la brèche qui gouverne complètement l'hydrogramme de rupture d'une digue. Ce qui nous intéresse dans cette étude et que nous traiterons c'est l'érosion de surface initiée à la crête de la digue ou au talus et sa propagation.

Notre modèle mathématique traite seulement de la rupture d'une digue par érosion lors d'une surverse par-dessus sa crête et de la confrontation des résultats avec l'essai sur modèle réduit mené en laboratoire sur une digue en terre.

Avec ces objectifs, une expérience est planifiée pour étudier en laboratoire le processus de formation de brèche par érosion d'une digue homogène en moraine lors d'une surverse. Les connaissances ainsi acquises, serviront à développer un modèle numérique pour l'estimation des débits d'eau, la détermination de la courbe de remous, de la vitesse et de la contrainte de cisaillement de l'écoulement déversant sur la digue, du taux d'érosion et du profil de la digue à chaque pas de temps jusqu'à la rupture complète de celle

ci. Une fois ces connaissances incorporées dans un modèle numérique de rupture, il est possible de tester et de valider les résultats des simulations de rupture de barrages par surverse, confrontant les résultats expérimentaux mesurés à ceux calculés par le modèle numérique sur le même ouvrage et à en tirer les conclusions et les recommandations.

2.3 Plan de la thèse et présentation des articles

Cette thèse comporte une introduction englobant plusieurs aspects des barrages et des ruptures de barrages dans le monde et une conclusion des différents résultats obtenus.

L'introduction inclue les types, les causes, les modes et la description du mécanisme de rupture de barrage.

La thèse est formée aussi de cinq chapitres comme suit :

Un chapitre sur la revue bibliographique des modèles numériques. Plusieurs modèles mathématiques existants sont revus dans ce chapitre 1. Ces modèles donnent un portrait de l'évolution dans la technologie et de la règle de l'art. Donc, une revue bibliographique a été faite sur une vingtaine de méthodes empiriques et de modèles numériques.

Un deuxième chapitre comportant les objectifs et le plan de la thèse.

Un troisième chapitre qui est un résumé de l'état des possibilités de prévision de la brèche et de son hydrogramme transmis dans la vallée en aval. L'évaluation de la technologie de modélisation de la brèche de barrage est basée sur les composants des modèles et leurs paramètres, les conditions des données d'entrée de même que les conditions initiales. Pour évaluer les méthodes les plus courantes (cinq au total) celles ci ont été programmées dans un seul outil informatique BRECHE et leurs résultats respectifs ont été comparés. Elles sont appliquées à un cas de rupture de la digue « Cut-

away » sur la rivière des HA! HA! au Saguenay survenue en juillet 1996 et les résultats sont comparés. Ceci est présenté dans un article intitulé « **Les prévisions des brèches de rupture des barrages restent difficiles** », publié dans le Canadian Journal of Civil Engineering en février 2001 (Zerrouk et Marche, 2000).

Un quatrième chapitre sur l'essai en modèle réduit en laboratoire concerne la rupture par surverse d'une digue homogène de revanche en moraine. Le mécanisme de développement et de progression de la brèche adopté dans les modèles de calcul des ruptures de barrages est différent du mécanisme de formation et d'érosion de brèche obtenus sur cette digue expérimentale. À l'aide de l'outil informatique de prévision BRECHE regroupant cinq méthodes, et des données recueillies sur la rupture de la digue d'essai, une analyse comparative des résultats obtenus par prévision et de ceux issus du modèle en laboratoire est présentée et discutée. Ce quatrième chapitre est présenté sous forme d'article intitulé « **Une contribution expérimentale à l'étude de l'érosion d'une digue en terre par submersion et son analyse** », soumis pour publication dans la Revue des Sciences de l'Eau en 2003 (Zerrouk et Marche 2003a).

Un cinquième chapitre consacré au développement du modèle numérique EROBAR de formation de brèche sur un barrage en terre durant un déversement de crue par-dessus ce dernier. Le processus de formation de brèche dans un barrage en terre étant très complexe, il y aura une formulation en deux étapes du modèle EROBAR qui seront couplées par la suite. Une étape traite de l'hydraulique de l'écoulement, de l'érosion verticale et de l'évolution longitudinale du profil du barrage et la deuxième étape introduit l'élargissement de la brèche en se basant sur l'instabilité des joues de la brèche. La validation du modèle EROBAR a été faite en l'appliquant sur la digue d'essai en laboratoire présentée dans le chapitre 4, sur plusieurs barrages en terre homogènes à grande échelle avec ou sans protection aval et sur des digues zonées. Ce chapitre est présenté sous forme d'article intitulé « **Une modélisation théorique nouvelle de la rupture par submersion d'une digue en terre et sa validation** »,

soumis pour publication au Canadian Journal of Civil Engineering en décembre 2003 (Zerrouk et Marche 2003b).

Le sixième chapitre contient la discussion de tous les résultats obtenus lors des analyses sur la formation de brèche sur une digue par submersion.

Une conclusion vient compléter cette thèse et dans laquelle nous trouverons les recommandations et les travaux futurs de recherche expérimentale et de modélisation pour d'autre développement du modèle EROBAR.

CHAPITRE III

LES PREVISIONS DES BRÈCHES DE RUPTURE DES BARRAGES RESTENT DIFFICILES

Abstract

The validity of dam failure is based on the appropriateness of the expected failure mode. Failures of earth-fill structures show the importance of choice of breach parameters for failure evaluation and consequences. This paper summarizes the state of the possibilities for forecasting the breach and the resulting hydrograph in the downstream valley. It describes the most current methods, applies them on a failure case observed in Saguenay region, Province of Québec, and compares the results. Considering the large uncertainty margin on the results, the paper allows one to understand why breach forecasting must not, in the current state of knowledge, be part of the safety study process, and that it is preferable to stay with a definition for breach based on a rule intelligently applied with respect to the case, the structure, and its composition.

3.1 Résumé

La validité des études de rupture de barrage repose sur la fiabilité du mode de rupture appréhendé. Les ruptures d'ouvrage en terre et enrochement montrent l'importance du choix des paramètres de brèche dans l'évaluation des conséquences de rupture. Ce présent article résume l'état des possibilités de prévision de la brèche et de l'hydrogramme transmis dans la vallée en aval. Il décrit les méthodes les plus courantes, les applique à un cas de rupture observé au Saguenay en juillet 1996 et compare les résultats. À la lumière de la grande marge d'incertitude observée dans les résultats, il permet de comprendre pourquoi la prévision de la brèche ne doit pas dans l'état des connaissances actuelles faire partie de la démarche des études de sécurité et qu'il vaut mieux s'en tenir à une définition de celle-ci basée sur une norme appliquée intelligemment en fonction du cas, de l'ouvrage et de sa composition.

3.2 Introduction

Il existe près de 50 000 grands barrages dans le monde, construits pour exploiter le potentiel énergétique des rivières, contrôler les crues, irriguer les terres agricoles, alimenter les populations en eau potable, limiter les étiages et favoriser le développement récréo-touristique. Pour une grande partie de la population, les barrages sont essentiels et contribuent au développement économique et à la satisfaction des besoins essentiels.

La présence des barrages accroît généralement la sécurité quotidienne des populations vivant en aval mais les risques de rupture existent et certaines ruptures de barrage ont engendré des catastrophes majeures, au lourd bilan: Johnstown, USA, 2209 morts en 1889, Malpasset, France, 420 morts en 1956, etc.

Les statistiques récentes relatives aux ruptures de barrages révèlent que 200 ruptures de barrages ont eu lieu au 20^e siècle, et qu'elles ont été responsables de la mort de plus de 8000 personnes et des dommages de plusieurs milliards de dollars (Jansen 1980). En fait, les dernières compilations montrent que la probabilité de rupture d'un barrage durant sa durée de vie de 100 ans est de 1% environ (Laginha Serafim 1981).

Le risque de rupture est plus élevé pour les barrages en terre et enrochement que pour les barrages en béton et les deux causes majeures de rupture sont les problèmes de fondation et l'érosion par déversement sur la crête. Ce dernier cas intervient en particulier lorsque la capacité d'évacuation des crues de l'aménagement est insuffisante, trop longue à atteindre en raison des mécanismes de levage des vannes inappropriés ou affectés par un amoncellement de débris créant obstruction.

La sécurité des barrages est depuis longtemps une préoccupation pour les spécialistes en barrage, et pour de nombreux propriétaires d'ouvrages. Au Canada, la profession se donnait il y a quelques années par le Canadian Dam Safety Association un ensemble de recommandations à ce sujet (C.D.S.A. 1995). Depuis, au moins trois ruptures de barrage ou de digues ont eu lieu dans la région du Saguenay au Québec (Commission Nicolet 1997) et ont amené le gouvernement du Québec à proposer un projet de loi sur la sécurité des barrages.

Toutes ces initiatives visent à accroître la sécurité des ouvrages en leur assurant tout d'abord un minimum d'attention et d'entretien mais aussi en se préparant de façon adéquate à leur rupture éventuelle. La loi inciterait ou forcerait chaque propriétaire de barrage à prévoir l'ampleur de la crue induite par la rupture éventuelle de ses ouvrages, lors de périodes d'apports normaux ou exceptionnels à ses réservoirs. Elle inciterait chaque municipalité touchée par les zones potentiellement inondées à se doter d'un plan d'urgence adapté aux ruptures envisagées et donc au temps d'arrivée et à la cote maximale des eaux selon l'inondation appréhendée. Les outils de prévision des écoulements de rupture de barrage existent bien depuis une centaine d'années (Ritter

1892) mais ont bénéficié de raffinements progressifs (Dressler 1952, Pohle 1952). De nombreux modèles numériques de propagation de l'onde de rupture en vallée ont été développés et plusieurs laboratoires ont eu recours aux lois de similitude dans l'étude du phénomène (Dussault et al 1981). L'expérience acquise dans ce domaine montre clairement que la prévision fiable des zones à évacuer et du temps d'évacuation disponible dépend essentiellement de trois facteurs : (1) l'élévation initiale de l'eau dans le réservoir; (2) la grandeur de la brèche créée dans l'ouvrage; (3) la durée de formation de cette brèche. Ces conclusions sont bien documentées dans la littérature technique spécialisée (Rousselle, J. 1990).

On constate donc que la définition de la zone à risque relative à la rupture d'un barrage est sujette au scénario de rupture adopté pour prévoir l'écoulement engendré, alors qu'elle conditionne grandement les mesures à envisager dans le plan de protection civile que l'on s'apprête à demander aux responsables locaux.

Jusqu'à présent, les propriétaires d'ouvrages qui ont pris l'initiative de produire une étude de sécurité pour leurs barrages ont décidé eux-mêmes du choix de ces trois paramètres. Pour certains, ce choix résulte de l'application d'une norme interne (Hydro-Québec 1988) ou de l'acceptation d'une norme externe. Pour d'autres, il est le résultat d'une analyse propre à chaque ouvrage, à son comportement et à sa gestion.

L'une des pratiques courantes dans la sélection du niveau du réservoir à la rupture consiste, conformément à la recommandation de C.D.S.A., à se placer en situation de crue maximale ou de rupture d'un ouvrage en amont. Le niveau à la rupture peut alors être choisi en fonction de normes de stabilité (hauteur maximale envisageable au-dessus de la crête des ouvrages) ou défini comme le niveau maximal atteint pendant la crue dans le réservoir. Les conséquences anticipées en aval peuvent dépendre grandement du choix de ce premier facteur.

Mais la brèche et son développement restent les sources d'incertitude les plus importantes lorsque l'on étudie la sécurité des ouvrages en enrochement ou celle des

ouvrages en béton dont les appuis sont en remblai. Pour les ouvrages entièrement en béton, l'effacement total de l'ouvrage en un temps très court (typiquement 6 minutes) est généralement considéré comme réaliste et sécuritaire. Le choix à faire n'est pas aussi automatique pour les ouvrages en terre.

La grandeur de la brèche et son rythme de développement gouvernent presque entièrement le débit maximal transmis dans la vallée, son mode de propagation, la durée de la crue, l'ampleur des phénomènes de transport des débris et d'érosion anticipé et le mode de vidange du réservoir. Pour les petits réservoirs, c'est le temps de formation de la brèche qui influence de façon importante la valeur du débit de pointe transmis dans la vallée. Mais ce débit maximal, moins brutalement variable dans le temps, dépend surtout de la largeur de brèche pour les grands réservoirs (Singh et Snorrason 1982). Comment peut-on alors choisir "correctement" le mode de rupture le plus approprié aux études de sécurité d'un ouvrage en terre ou en enrochement ?

Après avoir rappelé l'importance du choix des paramètres de brèche dans la validité des études de rupture, le but du présent article est de résumer dans une première partie, l'état de certaines méthodes existantes pour prédire la formation de la brèche et l'hydrogramme de rupture transmis en aval. Dans une deuxième partie, c'est de comparer les résultats obtenus par ces différentes méthodes à ceux d'un cas de rupture réellement observé au Saguenay. Enfin dans une troisième partie il s'agit de déduire quelques conclusions pratiques quant aux méthodes actuellement utilisées pour établir les zones d'inondation maximales en cas de rupture de barrage à la lumière des incertitudes démontrées.

3.3 Méthodes de prévision du développement de la brèche

De nombreuses méthodes ont été proposées pour prédire le comportement de la brèche en formation dans un ouvrage. Certaines sont empiriques et souvent basées sur

l'analyse détaillée de ruptures observées. D'autres sont plus directement formulées pour suivre les mécanismes de rupture.

Fread (1984b), Froehlich (1987) et Singh et Quiroga (1987) ont produit des études de corrélations pour déterminer la largeur finale de la brèche, sa forme trapézoïdale, son temps de formation et le débit de pointe engendré à la brèche, mais n'envisagent l'usage de ces relations que dans le cadre d'études préliminaires.

Les méthodes les plus prometteuses prennent en compte localement l'interaction réelle entre les apports en eau au réservoir, les caractéristiques géotechniques des ouvrages et le potentiel d'érosion et de transport de l'écoulement dans la brèche.

Depuis les travaux de Harris et Wagner (1967), 22 modèles de formation de brèche dans une digue ou un remblai ont été recensés, chacun ayant ses hypothèses, ses particularités et limites d'application, ses paramètres les plus significatifs souvent reliés aux mécanismes de rupture préconisés. Quatre d'entre eux ont été retenus et introduits dans un même outil informatique, nommé BRECHE. Celui-ci regroupe les modèles de Cristofano, Harris et Wagner, Fread et Singh et Scarlatos. Leurs résultats seront comparés à ceux, plus paramétriques de DAMBRK utilisés selon les recommandations de Fread (1988).

Les modèles ont été rassemblés dans un outil informatique unique pour que l'interprétation des données ne soit pas un facteur de divergence dans les résultats obtenus. Toutes les méthodes utilisent donc, dans le même ensemble de données décrivant physiquement le site étudié, les seules données qui leur sont nécessaires, et toutes les données de cet ensemble sont indépendantes. Compte tenu de ces particularités, les données descriptives d'un site dont on analyse la formation de brèche par érosion dans la digue par les méthodes retenues sont données au tableau 3.3. Les cinq méthodes comparées sont résumées ci-dessous.

Note : Lorsque le système impérial d'unités est mentionné comme celui dans lequel doit être utilisée une formule, les unités correspondantes sont : Longueurs, hauteurs (pi); vitesses (pi/s); volumes des réservoirs (acre.pi); débits (pi³/s); contraintes (lb/pi²).

3.3.1 Méthode de Cristofano

Cristofano fait partie des premiers chercheurs à avoir développé une formule d'érosion pour la formation d'une brèche par déversement dans un ouvrage en terre (Cristofano 1965). La méthode permet de prévoir l'évolution de la brèche dans l'ouvrage en fonction temps. Elle ne fait pas intervenir explicitement les caractéristiques géotechniques particulières de l'ouvrage sauf l'angle de frottement développé ϕ_d du sol. La formule d'érosion s'écrit :

$$\frac{q_s}{q} = K_c \exp \left[-\frac{\ell \tan \phi_d}{H} \right] \quad 3.1$$

Dans laquelle q_s est le débit spécifique de sol arraché (m²/s), q le débit spécifique d'eau par la brèche (m²/s), K_c une constante de proportionnalité, ℓ la longueur du canal de brèche (m), H la charge hydraulique au-dessus du fond de brèche (m).

Cristofano considère comme hypothèse fondamentale que la brèche est trapézoïdale, que sa largeur est constante et que la quantité de matériau érodé sur les parois latérales de la brèche est négligeable.

Cristofano recommande d'utiliser un angle ϕ_d de l'ordre de 11 à 15° et une constante K_c de 1.0 si le remblai est stable, si sa cohésion développée est de l'ordre de 19 150 N/m² et si la compaction mesurée est de l'ordre de 95 760 N/m². Pour toute autre

caractéristique du barrage, aucune indication n'est fournie pour modifier ϕ_d et K_c . Basée sur cette formule 3.1, la méthode de Cristofano consiste à démarrer le calcul à partir du premier écoulement commençant à déverser sur l'ouvrage et à choisir un incrément d'approfondissement du canal de brèche dh . Cet approfondissement correspond à un volume de sédiment érodé par unité de largeur V_s . Le débit d'écoulement moyen q par unité de largeur pendant cette phase d'érosion peut être évalué par la formule des déversoirs à seuil épais

$$q = CH^{3/2} \quad 3.2$$

où

$C = 1,7$ en système métrique ($2,9$ en système impérial), et conduit par la formule 3.1 au débit solide q_s que l'écoulement peut arracher à l'ouvrage.

Le rapport $V_s / q_s = \Delta t$ fournit l'intervalle de temps nécessaire pour que le canal de brèche s'approfondisse de dh . Étape par étape, on peut donc obtenir la fonction $h(t)$ montrant l'approfondissement de la brèche.

La méthode de Cristofano ne fournit aucune hypothèse d'élargissement de brèche. Le débit de brèche $Q(t)$ sera donc déduit de la loi d'approfondissement $h(t)$ et d'une hypothèse de croissance de la largeur établie par l'utilisateur.

On retrouve dans la littérature deux applications concrètes de la méthode de Cristofano. La première application a servi à prédire l'hydrogramme de rupture du barrage Porcupine (USA) et à vérifier si cette rupture mettrait en danger le barrage de

Hyrum situé en aval (Bay et Miller 1965). C'est à l'aide de cette application que la programmation de la méthode introduite dans BRECHE a été validée.

La figure 3.1 rappelle les caractéristiques de la coupe transversale du barrage, ses dimensions principales et l'état initial de la retenue. La figure 3.2 montre les évolutions comparées de l'hydrogramme à la brèche selon les auteurs et nos calculs. On retrouve donc la forme caractéristique de la courbe de débit prévue à la brèche avec son palier intermédiaire correspondant au recul de la brèche en formation vers l'amont, puis l'érosion rapide. En prenant un angle de frottement développé de $12,6^\circ$, on retrouve précisément la valeur de $10\,475\text{ m}^3/\text{s}$ citée dans le texte original de Bay et Miller (1965), pour un temps de formation de 18,2 min. Comme le suggéraient ces auteurs, la brèche est supposée débiter avec une largeur de 15,24 m jusqu'à une profondeur de 12,20 m et s'élargir à 30,48 m à partir de 21,34 m de profondeur jusqu'à la fin de la rupture (fig. 3.1).

La méthode présente des inconvénients. Elle ne permet pas de prévoir la largeur de la brèche au proportion du débit et elle semble très sensible au choix de l'angle de frottement développé ϕ_d qu'aucun critère précisément énoncé ne permet de documenter. Une deuxième application intéressante de la méthode par Lou (1981) sur la rupture du barrage Teton (USA) porte aux mêmes commentaires.

3.3.2 Méthode de Harris et Wagner

En se basant sur une formule de charriage développée par Schoklitsch (1934), Harris et Wagner (1967) ont présenté une modélisation originale du mécanisme de formation de brèche dans un barrage en terre.

La méthode de calcul de Harris et Wagner est résumée à la figure 3.3. Elle suppose que durant tout son développement, la brèche reste de section parabolique et que l'écoulement y est critique. En retenant une loi spécifique exprimant la relation

entre la largeur de brèche T et sa profondeur critique D égale à 75% de la charge hydraulique H à la brèche, soit

$$T = 3,75 D \quad 3.3$$

et

$$D = 0,75 H \quad 3.4$$

et en utilisant les formules courantes applicables aux écoulements critiques sur seuil parabolique, on obtient successivement la section d'écoulement A

$$A = 0,66 DT \quad 3.5$$

et le débit critique (système d'unités impériales) :

$$Q_c = \sqrt{\frac{gA^3}{T}} = 5.54 H^{5/2} \quad 3.6$$

Enfin, Harris et Wagner supposent que le canal de section parabolique constituant la brèche se développe selon un angle de pente de fond constant ϕ variant entre 5° et 20° selon le type de matériau constituant l'ouvrage.

Dans ces conditions, le débit solide d'arrachement permettant l'érosion de brèche est donné en système impérial (formule originale) par

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{86.7}{\sqrt{d} \gamma_s} (tg \phi)^{1.5} = \frac{V_s}{V} \quad 3.7a$$

ou en système métrique

$$\frac{Q_s}{Q} = \frac{2156}{\sqrt{d} \gamma_s} (tg \phi)^{1.5} = \frac{V_s}{V} \quad 3.7b$$

Dans cette formule, Q_s représente le débit solide d'érosion (en m^3/s), Q le débit d'eau passant la brèche (en m^3/s), d le diamètre moyen du matériau du remblai (en m), γ_s le poids volumique de ce matériau (en N/m^3), V_s le volume de sol arraché pendant un temps dt et V le volume d'eau étant passé par la brèche pendant le même temps. La méthode consiste à calculer d'abord la constante représentant, pour le cas étudié, la valeur de Q_s/Q dans l'équation 3.7a et 3.7b, puis à choisir une profondeur de brèche D et à établir les valeurs correspondantes de la longueur de canal de brèche L , de sa section A et de son volume V_s . Ce volume représente le volume de matériau arraché pendant l'approfondissement de la brèche à D . En entrant la valeur de V_s dans l'équation

3.7a et 3.7b, on trouve V , le volume d'eau qui est passé par la brèche pendant cette étape de creusement. Comme on connaît la charge hydraulique initiale H et le débit Q permis pour cette charge, le quotient V/Q donne le temps requis pour que la brèche atteigne cette profondeur D . On repart alors un nouveau calcul en choisissant une deuxième profondeur D .

Étape par étape, la brèche s'approfondit mais s'élargit selon le mode imposé et les volumes érodés calculés ici tiennent compte de l'érosion des parois latérales du canal de brèche contrairement aux calculs de la méthode de Cristofano vue précédemment.

La méthode de Harris et Wagner a été appliquée aux ruptures des barrages de Folsom et Apishaba (Harris et Wagner 1967) par les auteurs eux-mêmes pour en donner une illustration. Programmée et intégrée au système de prévision BRECHE, elle a été appliquée selon les données de Harris et Wagner au premier cas. La figure 3.4 montre la comparaison entre les résultats de Harris et Wagner et ceux de BRECHE. Le démarrage du processus d'érosion joue un rôle prépondérant sur le temps de rupture prévu, comme le montre la figure 3.4. À titre de validation complémentaire, le cas de Apishaba simulé avec BRECHE a donné un temps de rupture de 145 minutes comparé au temps de 134,5 minutes trouvé initialement par les auteurs et deux débits maximums identiques de $10\,500\text{ m}^3/\text{s}$. BRECHE reproduit le débit de pointe ($3180\text{ m}^3/\text{s}$ vs $3375\text{ m}^3/\text{s}$) avec 45 secondes de retard sur un phénomène de qui se développe en 45 secondes. Les deux méthodes prédisent la même pointe après 45 secondes, sauf que BRECHE le prédit 45 secondes après celle de Harris et Wagner. Dans la littérature, un modèle BRDAM basé sur le travail de Harris et Wagner (1967) est proposé par Brown et Rogers (1981) et suppose un débit initial de brèche.

3.3.3 Méthode de Fread

À travers un programme de simulation nommé BREACH, Fread (1984b), proposait une méthode de calcul de la formation de la brèche par déversement et érosion

en crête dans un ouvrage en terre. Le mécanisme de formation de la brèche adopté comporte deux étapes, présentées à la figure 3.5.

Durant la première étape, le dépassement du niveau de la crête par l'eau engendre l'érosion du parement aval de l'ouvrage et permet à la brèche de remonter jusqu'au parement amont. Commence alors la deuxième phase où l'ensemble s'approfondit.

Le canal de brèche a donc la pente de cette face aval et le débit à l'entrée y est calculée par la formule des déversoirs à seuil épais, utilisée ici en système impérial d'unités.

$$Q = 3B_o (H - H_c)^{1.5} \quad 3.8$$

Dans laquelle B_o est la largeur de brèche à chaque instant et son évolution est discutée plus bas. H est l'élévation de l'eau et H_c est l'élévation du fond de brèche.

Ce débit engendre un écoulement uniforme quasi-permanent dans le canal de brèche dont on évalue le coefficient n de Manning à partir de la relation de Strickler (1923)

$$n = 0,034 \left(\frac{d_{50}}{305} \right)^{1/6} \quad 3.9$$

Le débit solide calculé pour faire évoluer le canal de brèche est évalué par la formule de Meyer- Peter et Müller (1948), sous la forme (système impérial) :

$$Q_s = \alpha P (S R - \tau_c)^{1.5} \quad 3.10$$

Dans laquelle Q_s est le débit solide en (pi^3/s), α est une constante égale à 27.5, P est le périmètre mouillé du canal (pi), R son rayon hydraulique (pi), S sa pente égale à celle du

parement aval du barrage, τ_c la contrainte de cisaillement critique du matériau de l'ouvrage.

Cette contrainte est évaluée par la formule

$$\tau_c = 0,0003 d_{50} C_v \quad 3.11$$

Dans laquelle C_v est un facteur d'ajustement au couvert végétal (1 sans couvert végétal).

Ce modèle de Fread tient compte de l'élargissement de la brèche de deux façons. La première, basée sur les observations faites en nature, suppose une brèche rectangulaire dont la largeur croît linéairement avec la profondeur critique y_c de l'écoulement à la brèche par la formule :

$$B = B_r y_c \quad 3.12$$

Où B_r est un facteur empirique variant de 2,0 à 2,5 et y_c est donné par :

$$y_c = \frac{2}{3} (H - H_c) \quad 3.13$$

Où H_c est l'élévation du fond de brèche et H l'élévation de l'eau.

y_c peut être remplacée par la profondeur normale y_n de l'écoulement pour le cas d'un barrage constitué d'une masse de sol résultant d'un glissement de terrain et engendrant un canal de brèche plus long.

La largeur de base de la brèche ne croît plus à partir du moment où l'approfondissement de la brèche entraîne une instabilité des talus de la brèche. La brèche devient alors trapézoïdale (voir fig. 3.5).

L'élargissement de la brèche peut être calculé d'une deuxième façon en tenant compte de l'instabilité dans la pente latérale de la brèche. Le canal de section initiale rectangulaire, devient alors un canal trapézoïdal d'angle de paroi α (fig. 3.5).

La validation de la programmation de cette méthode a été réalisée sur la simulation de la formation de la brèche dans le barrage de Mantaro (Pérou) utilisée par Fread (1984b) lui-même.

Le 25 avril 1974, un volume de $1585,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ de terre glissa dans la rivière Mantaro et forma un lac dont la profondeur a atteint 170 m environ. Le débordement de ce lac se fit du 6 au 8 juin. Il créa tout d'abord un petit canal le long du talus aval, long de plus de 1 km, puis la brèche s'agrandit rapidement en 6 à 10 heures. C'est cette phase de la formation qui est reproduite par le modèle numérique proposé.

Le débit maximal de brèche trouvé par Fread était de $9909 \text{ m}^3/\text{s}$, alors qu'il employait un n de Manning de 0,020 pour la rugosité du chenal d'écoulement, mais pouvait atteindre $13\,590 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $n = 0,022$. Nos calculs donnent $9918 \text{ m}^3/\text{s}$ dans le premier cas. Le temps d'obtention du débit maximal donné par Fread était de 64 heures (origine 6 juin à 0h00). Il est établi par notre calcul à 65,5 heures. Les erreurs cumulées sur les phases intermédiaires du calcul expliquent aisément les faibles différences notées.

La figure 3.5 montre la progression de la brèche dans le terrain et la figure 3.6 donne une comparaison des hydrogrammes de rupture produits.

3.3.4 Méthode de Singh et Scarlatos

SINGH et plusieurs de ses collaborateurs ont développé au cours des années un modèle d'érosion de brèche dans les barrages en terre, nommé BEED (Quiroga et Singh 1987, Scarlatos et Singh 1986, Singh et Quiroga 1987 et Singh et Scarlatos 1987a et 1987b). Le modèle prédit le débit d'eau, le débit solide d'érosion et la forme de la brèche à chaque instant depuis le début du déversement sur la crête de l'ouvrage.

Le modèle traite des processus d'érosion ayant lieu sur la crête et sur le parement aval de l'ouvrage de manière indépendante, et fait évoluer le canal de brèche et la brèche

en crête à des taux différents puisque les vitesses d'écoulement et les cisaillements y sont différentes. Durant tout le processus d'érosion, la largeur de la brèche est gouvernée par un facteur d'élargissement imposé par l'usager; ce facteur met en relation la largeur et la profondeur d'écoulement dans la brèche.

La figure 3.7 montre la définition géométrique des paramètres de la brèche et du barrage. Durant l'érosion, le niveau minimal de la crête dans la brèche subit l'approfondissement D_1 tandis que le canal de brèche suit le recul D_2 . Selon la logique de BEED, lors du déversement, le débit liquide est évalué à tout moment par la formule des déversoirs trapézoïdaux à seuil épais

$$Q = C_d \left[C_r b (h - z)^{1.5} + C_t s (h - z)^{2.5} \right] \quad 3.14$$

dans laquelle **b** est la largeur de base de la brèche (m), **h** est l'élévation (m) de l'eau à l'instant t, **z** est l'élévation (m) du fond de brèche à t, **s** est la pente des parois de brèche, **C_r** est le coefficient de débit de la partie rectangulaire de la brèche (1,7 m^{1/2}/s), **C_t** est le coefficient de débit de la partie triangulaire de la brèche (1,2 m^{1/2}/s), **C_d** est le coefficient de débit global du seuil (0,5 à 0,6).

Ce débit est corrigé si nécessaire par un facteur tenant compte d'une submersion possible de l'écoulement dans le canal de brèche par l'aval.

Connaissant à tout instant le débit liquide passant la crête et le canal de brèche, il est possible d'évaluer la profondeur normale d'écoulement sur l'ouvrage et dans le canal de brèche. Pour ce dernier si l'écoulement est torrentiel, le calcul de sa profondeur est fait à partir de la formule

$$Q = C_h A [R \tan \beta]^{0.5} \quad 3.15$$

dans laquelle **C_h** est le coefficient de Chezy (m^{1/2}/s), **R** est le rayon hydraulique (m), **A** est la section d'écoulement (m²), **tan β** est la pente le long du parement aval du barrage.

Connaissant les caractéristiques de l'écoulement à un instant donné, une estimation des débits sédimentaires érodés est faite séparément pour la brèche en crête et le canal de brèche. La formule de Einstein-Brown (Brown 1950), utilisée pour ces deux calculs est :

$$q_s = \Phi \gamma_m K \left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right) g D_s \right]^{0.5} \quad 3.16$$

où q_s est le débit solide massique potentiellement transporté par unité de largeur de la brèche (kg/m/s), Φ une fonction adimensionnelle du taux de transport, K une constante adimensionnelle définie plus bas, γ_m le poids volumique des matériaux (kg/m³), γ le poids volumique de l'eau (kg/m³), D_s le diamètre caractéristique des sédiments (m), g l'accélération de la pesanteur (m/s²)

La constante K est calculée à partir de la viscosité cinématique de l'eau ν , comme suit :

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g D_s^3 \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{0.5} - \left[\frac{36\nu^2}{g D_s^3 \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{0.5} \quad 3.17$$

La fonction Φ est calculée à partir du paramètre de cisaillement adimensionnel de Shields ψ :

$$\Phi = f\left(\frac{1}{\psi}\right) = f\left(\frac{\tau}{(\gamma_m - \gamma) D_s}\right) \quad 3.18$$

La relation entre le taux de transport Φ et le paramètre de cisaillement est une fonction définie par zone :

$$\frac{1}{\psi} < 0,09 \quad \Phi = \left(\frac{4}{\psi} - 0,188 \right)^{1,5} \quad 3.19a$$

$$0,09 < \frac{1}{\psi} < 1,35 \quad \Phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 \quad 3.19b$$

$$\frac{1}{\psi} > 1,35 \quad \Phi = C_s \left(\frac{1}{\psi} \right)^e \quad 3.19c$$

où C_s et e sont des constantes adimensionnelles.

Pour plusieurs cas historiques de rupture rapportés dans la littérature, une valeur autour de 1,2 pour e semble raisonnable. La valeur correspondante de C_s serait égale à 140.

Lorsque les débits solides sont estimés pour la brèche et le canal de brèche, l'affouillement est calculé par :

$$\Delta Z = \frac{q_s \Delta t}{\gamma_m (1-p) \ell} \quad 3.20$$

où ΔZ représente alors la descente moyenne (m) des fonds pendant l'intervalle Δt et p est la porosité des matériaux affouillés et ℓ la longueur de la section L_b , du canal de brèche L_d (m).

Autant pour la section de brèche que pour le canal de brèche, les longueurs L_b et L_d (m) varient selon la position de l'intersection obtenue instant après instant, selon la

position des deux lignes de fond (Fig. 3.7). L'élargissement de la brèche est traité en tenant compte de l'équilibre de ses pentes selon la méthode de Chugaev (1966). Un facteur d'élargissement x est calculé comme le rapport de la largeur initiale de la brèche à la hauteur hydraulique de l'écoulement et imposé pour le reste du calcul.

La validation est faite sur le barrage de Mantaro (Huaccoto), utilisé également par Singh et Scarlatos (1987a), avec un facteur x de 0,4. Les autres données particulières considérées par ces auteurs et qui entrent dans le calcul sont montrées sur la figure 3.7.

Le débit maximal considéré par les auteurs était de 16 000 m³/s et le temps de rupture voisin de 63,75 heures (origine 6 juin à 0h00). Nos simulations conduisent à un débit maximal de 16 020 m³/s et obtenu à 65,87 heures. À la fin de l'érosion, la brèche trouvée par les auteurs avait une largeur en crête de 167 m et se compare bien à celle déterminée de 160,2 m par nos calculs. La pente latérale des côtés de brèche s'est stabilisée dans les deux cas à 1V:1,67 H.

La figure 3.8 montre les hydrogrammes de rupture prédits.

3.3.5 Formation de la brèche dans le modèle DAMBRK

Le modèle de prévision des crues de rupture de barrage développé par le National Weather Service (Fread 1984, 1984b, 1988) comporte une fonction de prévision de la formation de la brèche par déversement sur l'ouvrage. Cette fonction est plus simple que celle des autres modèles étudiés précédemment puisqu'elle ne tient pas compte du couplage entre l'écoulement induit dans la brèche et le taux d'érosion de celle-ci. La méthode consiste à imposer ou à sélectionner la valeur de quatre paramètres fondamentaux : T le temps de formation de la brèche, b_0 la largeur finale du fond de brèche, Z la pente des côtés de brèche et h_b la cote finale du fond de brèche.

Le développement de la brèche se fait à un rythme régulier entre $t = 0$ et $t = T$, selon les lois

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left(\frac{t}{T} \right)^\rho \quad 3.21$$

$$b_i = b_o \left(\frac{t}{T} \right)^{\rho} \quad 3.22$$

Dans lesquelles h_b est la cote du fond de brèche (m), h_d la cote de crête du barrage (m), h_{bm} la cote finale du fond de brèche (m), t le temps calculé depuis le début de la formation de brèche (hr), T le temps de formation imposé (hr), b_i la largeur instantanée du fond de brèche (m), b_o la largeur finale de la brèche et ρ un exposant utilisé pour introduire une non linéarité du processus d'érosion.

Comme on peut le voir à la forme des équations, le développement de la brèche dépend très fortement des choix posés sur les variables T , b_o , h_{bm} et dans une plus faible mesure Z .

Utilisée à des fins prédictives, la méthode nécessite une prémisse sur T et b_o , qu'il est possible de calculer à l'aide des résultats de MacDonald et Landgridge-Monopolis (1984) et Froehlich (1987); ceux-ci portaient sur l'analyse de plus de 40 brèches développées dans des ouvrages en terre et enrochement de différentes hauteurs et dont la capacité des retenues étaient connues. Deux équations en ressortent. La première permet de prévoir la largeur moyenne \bar{b} (pi) de brèche (système impérial)

$$\bar{b} = 9,5 k_o (V_r h_d)^{0.25} \quad 3.23$$

Où V_r représente le volume du réservoir (acre-pi).

La deuxième donne une estimation de son temps de rupture

$$T = 0,59 \quad V_r^{0.47} / h_d^{0.9} \quad 3.24$$

Ces expressions sont empiriques et doivent être utilisées en système impérial. Le paramètre k_0 est toujours pris égal à 0,7 dans le cas des débordements par la crête. Ce mécanisme de formation permet donc d'aboutir lui aussi à un hydrogramme de rupture. Le débit est calculé à chaque instant selon la formule des seuils épais, et tient compte d'une correction de vitesse d'approche et d'une correction pour effet de submergence en aval.

Il est certain que le modèle ainsi constitué permet par ajustement des paramètres T et b_0 de retrouver après l'événement, le débit de rupture avec une bonne précision. Mais le but principal de ces méthodes est de prévoir les formes de brèche avant la rupture. C'est dans cette optique que nous avons traité le cas de Buffalo Creek pour validation. Le 26 février 1972, le barrage de Buffalo Creek (hauteur de 12,2 m), constitué de résidus, a laissé échapper quelques 600 000 m³ d'eau en moins d'une heure. Selon Fread (1984a), la meilleure reconstitution du phénomène a été obtenue pour un temps de formation de brèche de 24 minutes en considérant une largeur de brèche de 52,0 m. Le débit maximal calculé était alors de 1745 m³/s. BRECHE redonne ces valeurs si on prend ce temps et cette largeur de brèche en considération (fig. 3.9).

Mais si l'on emploie les formules de Froehlich et MacDonald, le temps de rupture prévisible est de 24 minutes et la largeur de fond de brèche de 2,74 m. Il en résulte une prévision du débit maximal de 322 m³/s, une valeur qui se compare mal aux valeurs observées citées par Quiroga et Singh (1987) (débit maximal observé de 1400 m³/s et temps de formation observé voisin de 30 minutes).

Pour compléter cette illustration de la méthode DAMBRK, le cas des barrages Mantaro et Porcupine a été réétudié en interprétant les données disponibles. Dans le cas du barrage Mantaro le temps de formation de la brèche a été évalué à 0.98 hr et le débit maximum à 348 489 m³/s. Alors que dans le cas du barrage de Pocupine le temps de formation de brèche est de 0.57 h et le débit maximum de 73 658 m³/s.

3.4 Résultats de la validation de BRECHE

Les cinq méthodes retenues initialement pour la prévision des caractéristiques de la brèche de rupture formée par déversement et érosion d'un ouvrage en terre et enrochement ont donc été programmées indépendamment et validées sur un cas fourni pour chaque auteur lors de la publication de chaque méthode. Comme démontré dans la section 3.3, BRECHE reproduit le comportement publié dans chaque cas, ce qui a permis de valider la programmation effectuée. Mais cet exercice de comparaison fait ressortir de façon évidente la sensibilité de certaines méthodes à des imprécisions courantes dans les données.

La méthode de Cristofano conduit à des résultats assez différents selon le choix que fait l'utilisateur de l'angle de frottement développé du matériau.

La méthode Harris et Wagner est moins sensible aux appréciations de l'utilisateur pour la valeur du débit maximal de rupture, mais la prévision du temps de rupture dépend grandement du démarrage du processus d'érosion initié par l'utilisateur. Si le cas de validation avait porté sur un réservoir de petite capacité, la sensibilité notée serait alors apparue sur le débit également.

La méthode de Fread implantée dans BREACH s'avère très sensible au n de Manning définissant la rugosité du canal de brèche se développant dans le parement aval. Or la relation entre la courbe granulométrique du matériau du barrage et sa rugosité lorsqu'il constitue un fond d'écoulement est sujette à appréciation.

La méthode de Singh et Scarlatos utilisée dans BEED est, très sensible au choix du facteur d'élargissement initial. L'hydrogramme de rupture peut s'en trouver significativement modifié.

Enfin, la méthode plus paramétrique employée par DAMBRK peut conduire elle aussi à des prévisions très variables selon les lois utilisées pour établir initialement le temps de formation de la brèche et sa largeur. Les lois de Froehlich sont très empiriques et pourraient ne pas s'appliquer aussi rigoureusement à tous les cas.

Il aurait été intéressant d'appliquer les méthodes retenues aux cinq cas de validation mais en pratique, chaque méthode demande une collecte et interprétation

particulière des données. Il en résulte qu'un tel exercice est impossible aujourd'hui du fait de quelques données manquantes pour chaque méthode (voir tableau 3.3).

Mais compte tenu de ces particularités de comportement, il était intéressant de comparer sur une même situation, les performances des méthodes retenues. La rupture de la digue « Cut-away » du lac Ha! Ha! (Québec, Canada) observée en juillet 1996 est l'événement retenu pour cette comparaison. Le bassin versant, le réservoir, les ouvrages impliqués ont fait l'objet d'une enquête poussée et les données disponibles sont complètes et de qualité. Dans le but de ne pas alourdir le texte, le lecteur est invité à consulter le rapport public disponible (Commission Nicolet, 1997).

3.5 Brèche de la digue « Cut-away »

La rivière Ha! Ha! (Québec, Canada) draine un bassin versant de 608 km² sur la rive sud du Saguenay. La partie supérieure de ce bassin (38%) rejoint le lac Ha!Ha!, une retenue artificielle fermée par un barrage en béton, ses digues d'appui et une digue de revanche, la digue « Cut-away ». D'après les travaux de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (Commission Nicolet 1997), la digue « Cut-away » était un ouvrage en terre de 2 à 3 m de hauteur, de 162 m de longueur et de 5 à 6 m de largeur en crête. Ses pentes de parement aval et amont étaient de l'ordre de 1V : 2,5 H et la digue et sa fondation étaient constituées de silt, sable et gravier. Du 19 au 21 juillet 1996, le bassin de la rivière Ha! Ha! a reçu une précipitation totale de 213 mm. Sous l'effet de ces apports exceptionnels, l'ouverture des vannes au barrage principal n'a pas permis de contrôler la montée du niveau du lac qui a atteint vers 2 heures du matin le 19 juillet, la cote de la crête de la digue « Cut-away ». L'érosion d'une brèche dans la digue, mais aussi dans sa fondation démarrait alors et le débit de rupture était transmis à la vallée en aval.

Lorsque la vidange du lac fut complétée, on constata le développement d'une brèche de 16 m de hauteur et de 128 m de largeur dans la rive du lac et le creusement

d'un chenal de 100 m de largeur et de 2 km de longueur dans le terrain naturel, chenal utilisé par les eaux pour rejoindre le lit normal de la rivière.

À partir des apports en eau au lac, de la loi d'emmagasinement du lac et des niveaux horaires du lac les 19 et 20 juillet, il était possible de reconstituer l'hydrogramme de rupture de la digue « Cut-away ». Disposant de la géométrie finale de la brèche et de l'hydrogramme de rupture, il était intéressant d'appliquer à ce cas bien documenté les différentes méthodes de prévision et d'en comparer les résultats.

L'application de chacune des méthodes nécessite le choix, par l'utilisateur, de paramètres spécifiques représentant le mieux possible les données disponibles sur cette digue. Pour cette version, deux résultats sont donnés pour chaque méthode soit celui obtenu en interprétant le plus fidèlement possible sans étalonnage les données ponctuelles et celui que l'on peut obtenir en optimisant les résultats dans le respect des mêmes données avec étalonnage.

Il est important aussi de noter que la digue « Cut-away » est particulière en ce sens que la brèche s'est développée dans la digue elle-même mais surtout dans le terrain naturel sur lequel elle était fondée. Les pentes des parements aval et amont qui changent fortement à la transition, peuvent avoir une incidence notable sur la prévision tenant compte de la profondeur totale d'érosion. Les cartes disponibles ont permis de les établir entre 1V : 4,5H et 1V : 11H.

Compte tenu des informations géotechniques disponibles, le matériel composant la digue et sa fondation a été caractérisé par un D_{50} de 0,3 mm, un angle de frottement interne de 35° , un poids volumique de $18\,100\text{ N/m}^3$, une porosité de 0,4 et une cohésion négligeable.

Deux tableaux résument bien les possibilités des méthodes comparées. Le tableau 3.1 montre les résultats obtenus en mode prédictif, c'est-à-dire en considérant les données disponibles sans viser à rapprocher les résultats des valeurs maintenant connues même approximativement. Les chiffres soulignés donnent les erreurs minimales.

On constate une dispersion importante des prévisions. Toutefois, l'erreur minimale obtenue à chaque indicateur est acceptable. Elle est de l'ordre de 30% sauf

pour les temps de formation. Mais cette erreur est relative à une méthode différente pour chaque indicateur et ne permet pas d'en recommander une en particulier.

La figure 3.10 montre l'hydrogramme de rupture obtenu à l'issue de chaque calcul et souligne ici encore le peu de fiabilité de la démarche prédictive.

Le tableau 3.2 montre les résultats qui ont pu être obtenus par chaque méthode appliquée en modifiant spécifiquement les données dans la marge de leur incertitude pour tenter de se rapprocher des valeurs connues (avec étalonnage).

On constate que l'erreur minimale diminue beaucoup mais ici encore elle est obtenue par différentes méthodes selon l'indicateur choisi. BREACH et DAMBRK/Froehlich ressortent néanmoins positivement de la comparaison, alors que la méthode de Cristofano est peu fiable pour son hydrogramme de rupture. La figure 3.11 montre les hydrogrammes de rupture issus de cette optimisation.

3.6 Conclusions

En contrepartie des multiples aspects positifs associés aux barrages, ceux-ci font peser sur leur région un risque de rupture et les quelques accidents qui ont lieu chaque année démontrent la réalité de ce risque.

Pour minimiser ce risque, des plans d'urgence et de protection civile sont établis et l'une de leur donnée de base est la zone d'inondation engendrée par la rupture potentielle. Toutes les études montrent la dépendance directe existant entre les surfaces inondées prévues et la brèche de rupture considérée dans l'ouvrage. Deux paramètres importants caractérisent celle-ci : sa dimension et le temps mis par cette brèche pour se développer. Le deuxième est primordial dans le cas des retenues de faible volume. Il est donc fondamental de pouvoir prédire le développement progressif de la brèche.

Le cas des ouvrages en terre est, à ce point de vue, le plus préoccupant parce que les statistiques montrent que leur risque de rupture est plus grand et qu'il est relié à la submersion possible qu'ils peuvent subir en cas de crues extrêmes. Dans ce genre d'ouvrage, c'est l'érosion qui contrôle l'hydrogramme de rupture pour la vallée en aval.

Différentes méthodes ont été proposées pour prévoir cette érosion et, parmi les plus reconnues, cinq ont été sélectionnées. Elles ont été introduites dans un programme informatique de calcul, qui les applique à partir des mêmes données.

Les résultats fournis sur le cas bien documenté de la rupture de la digue « Cut-away » (Canada) sont décevants et aucune de ces méthodes n'aurait permis de prévoir de façon fiable les conséquences réelles d'un déversement en crête de cette digue pour la vallée située en aval. En mode prédictif (sans étalonnage) les dimensions sont systématiquement sous évaluées tandis qu'en mode optimisé (avec étalonnage) les débits maximaux prédits sont significativement surestimés. Les prédictions des temps de formation de la brèche sont sauf avec le mode optimisé de DAMBRK, toujours significativement soit trop court (rupture quasi instantanée) soit trop long.

Cette conclusion permet de mieux comprendre et d'appuyer l'approche normative utilisée couramment par les organismes chargés de prévoir les conséquences de rupture. Certains de ces organismes, cherchant à évaluer le risque maximal, vont imposer un effacement complet et instantané de l'ouvrage sans essayer d'en comprendre ou d'en présupposer le mécanisme de rupture. D'autres se basant sur des observations de rupture existantes vont choisir un facteur d'aspect fixe pour la brèche (largeur égale à 4 fois la hauteur par exemple) et imposer sa formation en un temps fixe (typiquement 30 minutes pour un ouvrage en terre).

Le manque de connaissances disponibles sur le comportement des ouvrages en érosion et plus généralement sur le couplage des calculs hydrauliques et géotechniques à la brèche se traduit par une dispersion élevée des résultats de prévision. Il justifie actuellement de tels choix de simulation, mais il souligne la nécessité et l'urgence des travaux en recherche et développement dans ce domaine, si l'on veut progresser dans le domaine de la protection contre les ruptures de barrage et minimiser le risque barrage.

3.7 Références

BAY, E. M. et MILLER, D. L. (1965). Inflow Design Flood for Hyrum Dam. Utah Flood Studies for Existing Reservoirs. Memorandum, Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver, CO.

BROWN, C. B. (1950). Sediment transportation. H. Rouse ed. Engineering Hydraulics Wiley, New York.

BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1977). A Simulation of the Hydraulic Events During and Following the Teton Dam Failure. Proceedings of Dam-Break Flood Routing Workshop. Water Resources Council, Washington DG. pp.131-163.

BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1981). BRDAM Users Manual. Water and Power Resources Service, U.S. Department of the Interior, Denver, CO.

C.D.S.A. CANADIAN DAM SAFETY ASSOCIATION (1995). Dam Safety Guidelines, January 1, 1995.

CHUGAEV, R. R. (1966). Stability Analysis of Earth Slopes. Translated from Russian through Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel.

COMMISSION NICOLET. (1997). Commission Scientifique et Technique sur la Gestion des Barrages. Rapport Janvier 1997, Québec, Qué.

CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate for Failure of Eartfill Dams. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, CO.

DRESSLER, R. F. (1952). Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions. Journal of Research of the National Bureau of Standards, **49**(3): 217-225.

DUSSAULT, J. G., MARCHE, C., QUACH, T. T. AND CARBALLADA, L. (1982). Study of the Dam Break Waves as Input to a Civil Protection Strategy. Proceedings of the 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Vol.1, Q52, R.12, pp: 219-237.

FREAD, D. L. (1984). A Breach Erosion Model for Earthen Dams. Report G-85-3, General Series, Utah Research Laboratory, pp: 281-310.

FREAD, D. L. (1984a). DAMBRK : The NWS Dam Break Flood Forecasting Model. National Weather Service Report, NOAA, Silver Spring, MA.

FREAD, D. L. (1984b). A Breach Erosion Model for Earthen Dam. National Weather Service Report, NOAA, Silver Spring, MA.

FREAD, D. L. (1988). The NWS DAMBRK Model. Theoretical Background/User Documentation, National Weather Service , NOAA, Silver Spring, MA.

FROEHLICH, D. C. (1987). Embankment-Dam Breach Parameters. Proceedings of the National Conference on Hydraulic Engineering, Aug. 1987, ASCE, New York, pp: 570-575.

HARRIS, G. W. et WAGNER, D. A. (1967). Outflow form Breached Earth Dams. Unpublished B. Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Utah, Salt Lake City, UT.

HYDRO-QUÉBEC. (1988). Norme Concernant l'Étude de l'Onde de Submersion Résultant d'une Rupture de Barrage. Norme Interne SB-80-01-00, Hydro Québec, Direction Sécurité des Barrages, Montréal, Qué.

JANSEN, R. B. (1980). Dams and Public Safety. A Water Resources Technical Publication. Water and Power Resources Service, U.S. Department of the Interior, Denvers, CO.

LAGINHA SERAFIM, J. (1981). Safety of Dams Judged From Failures. Water Power and Dam Construction, Dec. 1981, pp: 32-35.

LOU, W. C. (1981). Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches. Unpublished Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, CO.

MACDONALD, T. C., et LANDGRIDGE-MONOPOLIS, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, **110**(5): 567-586.

MEYER-PETER, E. et MÜLLER, R. (1948). Formulas for Bed Load Transport. Proceedings of 2nd Meeting IAHR, Stockholm, Sweden, pp: 39-64.

POHLE, F. V. (1952). Motion of Water due to Breaking of a Dam and Related Problems. Department of Commerce, National. Bureau of Standards. Government Printing Office. Washington, Circular 521, pp: 47-53.

QUIROGA, C. A. et SINGH, V. P. (1987). A Dam-Breach Erosion Earthfill Model : II – Application. Water Resources Management, **1**: 199-221.

RITTER, A. (1892). Die Forpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift Des Veriens Deutscher Ingenieure, **36**(33): 947-954.

ROUSSELLE, J. (1990). Crues Résultant de la Rupture de Barrages. Hydrologie des Crues au Canada. Guide de Planification et de Conception. Conseil National de Recherches du Canada, Comité Associé d'Hydrologie, pp: 228-235.

SCARLATOS, P. D. et SINGH, V. P. (1986). Mud Flows and Sedimentation Problems Associated with a Dam Break Event. River Sedimentation, S.Y. Wang, H.W. Shen, and L.Z. Ding eds., The University of Mississippi, pp.1063-1068.

SCHOKLISTCH, A. (1934). Der Geschieletrieb Und die Geschielenfracht. Wassercraft und Wasserwirstshaft, 4.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. A. (1987). A Dam-Breach Erosion Model: I – Formulation. Water Resources Management, 1: 177-197.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1987a). Breach Erosion of Eartfill Dams and Flood Routing (BEED) Model. Misellaneous Paper EL-79-6, Report 14, Military Hydrology, Environnemental Laboratory, U.S. Army Engineer waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1987b). Modeling of Gradual Earthfill Dam Erosion. Environmental Geotechnics and Problematic Soils and Rocks, A.S. Balasubramanian, S. Chandra, D.T. Bergado and Nutalanya eds, Rotterdam , Balkema, pp: 129-138.

SINGH, V. P. et SNORRASON, A. (1982). Sensitivities of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models. Report 289, Surface Water Section Contract, State Water Division, Illinois Department of Energy and Natural Resources, Champaign, IL.

STRICKLER, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauhigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und Geschlossene Leitungen. Contribution to the Question of Velocity Formula and the Roughness Numbers for Rivers, Channels and closed conduits. Mitteilung 16, Amt. Wasserwirtschaft, Berne (in German).

Tableau 3.1 : Comparaison des méthodes en mode prédictif (sans étalonnage). Cas de la digue Cut-away.

Sources	<i>Caractéristiques de la brèche</i>				
	Largeur au fond (m)	Largeur en crête (m)	Section (m ²)	Temps formation (hr)	de Débit Maximal m ³ /s
Cristofano	<u>85</u>	93	1424	34,5	6850
Harris-Wagner	<i>a</i>	60	640	0,41	3141
BREACH	30,5	66	772	1,87	4071
BEED	4,4	84	707	46,95	<u>795</u>
DAMBRK	74	<u>120</u>	<u>1552</u>	<u>1,90</u>	8390
Observations	128	160	2304	7 à 12	900 à 1200
Erreur minimale	-33%	-25%	-33%	-79%	-24%

a : la méthode de Harris-Wagner ne donne pas la largeur de fond puisque la forme de brèche est une parabole.

Tableau 3.2 : Comparaison des méthodes optimisées (avec étalonnage). Cas de la digue Cut-away.

Sources	<i>Caractéristiques de la brèche</i>				
	Largeur au fond (m)	Largeur en crête (m)	Section (m ²)	Temps de formation (hr)	Débit Maximal m ³ /s
Cristofano	<u>128</u>	136	2112	16,3	8530
Harris-Wagner	<i>a</i>	60	640	0,88	3141
BREACH	<u>128</u>	<u>163</u>	<u>2328</u>	1,88	3746
BEED	129	170	2392	16,7	2637
DAMBRK	87	135	1776	<u>7,44</u>	2553
Observations	128	160	2304	7 à 12	900 à 1200
Erreur minimale	0%	+2%	+1%	0%	+143%

a : la méthode de Harris-Wagner ne donne pas la largeur de fond puisque la forme de brèche est une parabole.

Tableau 3.3 : Ensemble des données d'entrée pour les simulations à l'aide de BRECHE.

DESCRIPTION DES PARAMÈTRES	MÉTHODES ^b
<i>Caractéristiques géométriques du barrage</i>	
Élévation de la crête du barrage : (Hu)	1, 2, 3, 4, 5
Élévation de la base du barrage : (Hl)	1, 2, 3, 4, 5
Pente du talus aval du barrage : (Zd)	1, 2, 3, 4
Pente du talus amont du barrage : (Zu)	1, 2, 3, 4
Largeur de la crête du barrage : (Wcr)	1, 2, 3, 4
Longueur en crête du barrage : (Btd)	5
Longueur de la base du barrage : (Lb)	4
Longueur horizontale du talus amont du barrage : (Lt)	4
Type de barrage construit ou naturel : (Type_barr)	3
Élévation initiale de l'eau dans le réservoir : (Hi)	1, 2, 3, 4, 5
Volume du réservoir au niveau de la crête : (Vr)	5
<i>Caractéristiques du matériau de remblai</i>	
Poids spécifique : (γ_s , γ_{sol} , G_{sol})	2, 3, 4
Diamètre moyen des grains : (Dmoy, D50, Ds)	2, 3, 4
Angle de frottement interne : (ϕ)	1, 3, 4, 5
Cohésion : (C, Coh)	3, 4
Porosité : (P, PP)	3, 4
Coefficient de frottement de Chézy : (Ch)	4
Facteur de couverture végétal du Talus aval : (Cv)	3
Viscosité cinématique de l'eau : (Niv)	4
Poids spécifique de l'eau : (Geau)	4

^b : (1) Cristofano, (2) Harris-Wagner, (3) BREACH (Fread),
(4) BEED (Singh et Scarlatos), (5) DAMBRK (Fread).

Tableau 3.3 (suite)

DESCRIPTION DES PARAMÈTRES	MÉTHODES ^b
<i>Paramètres de calcul de la brèche</i>	
Profondeur initiale de la brèche le long du talus aval : (Dti)	3
Profondeur initiale de la brèche en crête : (Dbi, Di, Dri)	1, 2, 3
Élévation initiale de la brèche : (Z1t)	4
Élévation finale de la brèche : (ElevBfin)	5
Largeur initiale de la brèche : (Wbiai, Boi, B2i)	1, 3, 4
Largeur finale de la brèche : (b)	5
Longueur longitudinale minimale de brèche : (L1min)	4
Angle de la pente du fond de la brèche : (ϕ_d , ϕ)	1, 2, 3
Pente des joues de la section brèche : (ZT)	4
Coefficient de forme de la brèche : (z)	5
Incrément d'érosion : (Deler, IncD, $\Delta H'$ c)	1, 2, 3
Taux de formation de la brèche : (ρ)	5
Pourcentage ou facteur d'augmentation de la largeur de brèche : (% , X)	1, 4
Constante de proportionnalité : (Xcr)	1
Coefficient et exposant de la fonction de transport de sédiment : (Sec, Expo)	4
Facteur d'efficacité optimal du canal hydraulique : (Br)	3
Incrément du temps : (Δ , Δt , Dtb)	1, 3, 4
Temps de simulation : (Tstop, Tarret, Te, Tfin, Tmax)	1, 2, 3, 4, 5
Temps de rupture de la brèche : (τ)	5

^b: (1) Cristofano, (2) Harris-Wagner, (3) BREACH (Fread),
 (4) BEED (Singh et Scarlatos), (5) DAMBRK (Fread).

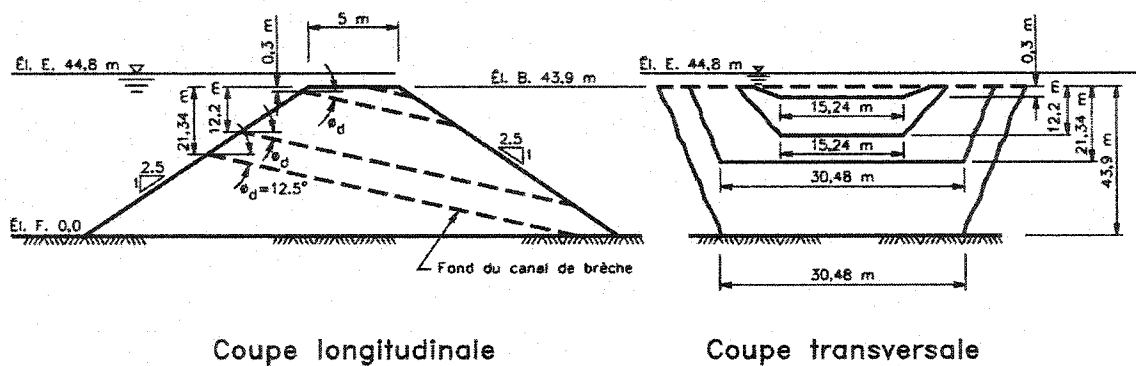


Figure 3.1 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode Cristofano appliquée au barrage Porcupine.

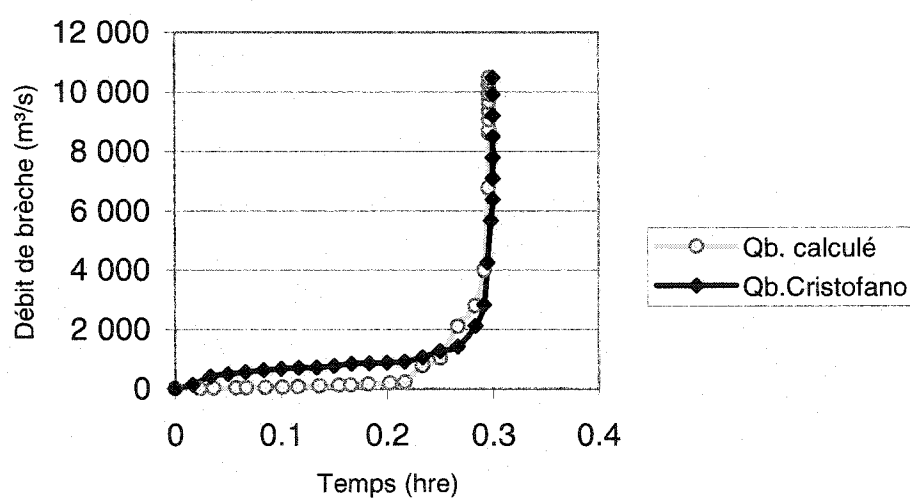


Figure 3.2 : Validation de BRECHE pour la méthode de Cristofano appliquée à la rupture du barrage Porcupine.

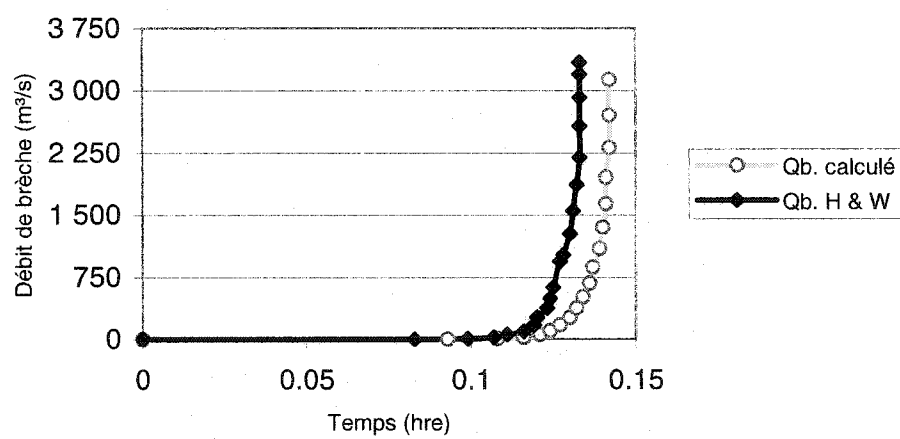


Figure 3.4 : Validation de BRECHE pour la méthode de Harris-Wagner appliquée à la rupture du barrage Folsom.

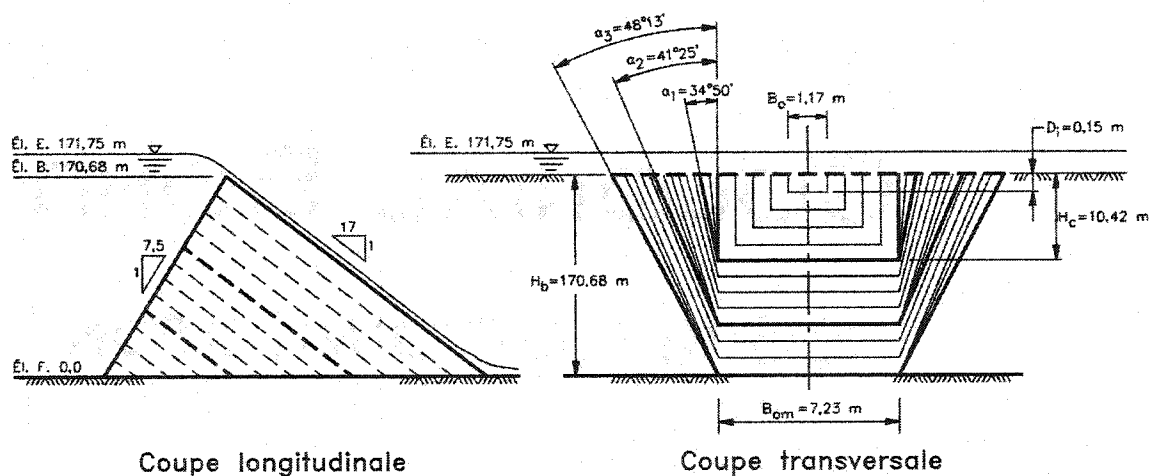


Figure 3.5 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode BREACH (Fread, 1984b) appliquée au barrage Mantaro.

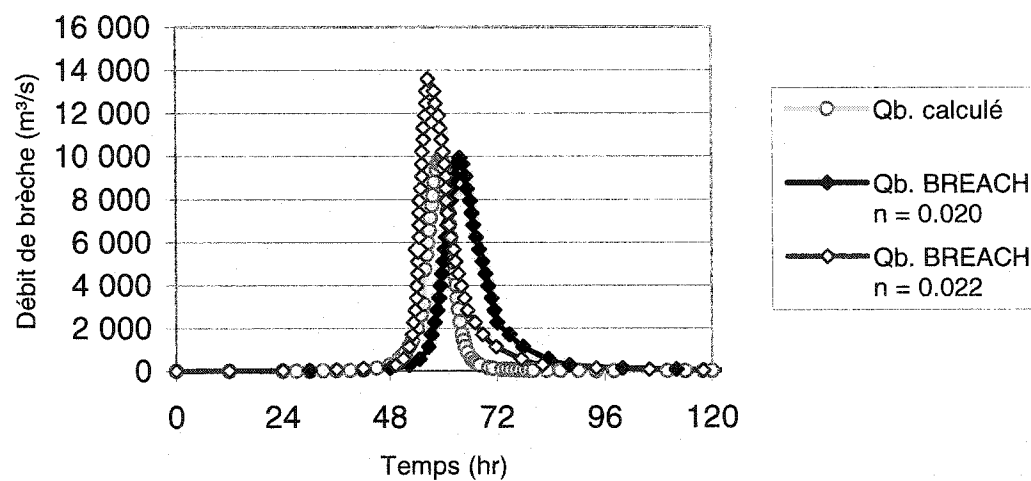


Figure 3.6 : Validation de BREACH pour la méthode de BREACH (Fread) appliquée à la rupture du barrage Mantaro.

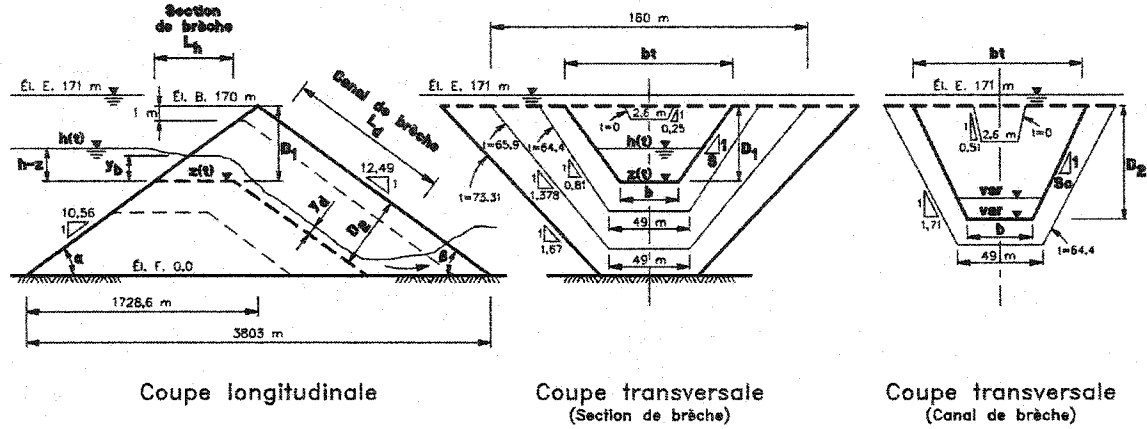


Figure 3.7 : Représentation schématique des paramètres et du processus de formation de brèche de la méthode BEED (Singh, 1987a) appliquée au barrage Mantaro.

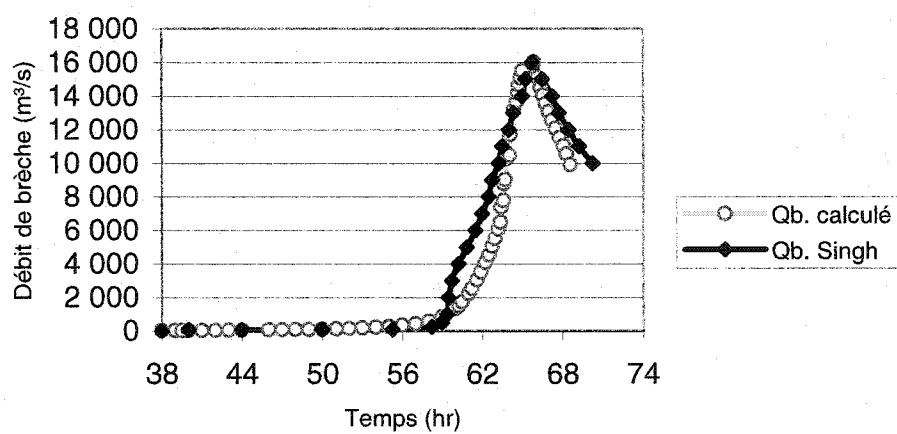


Figure 3.8 : Validation de BRECHE pour la méthode de BEED (Singh, 1987a) appliquée à la rupture du barrage Mantaro.

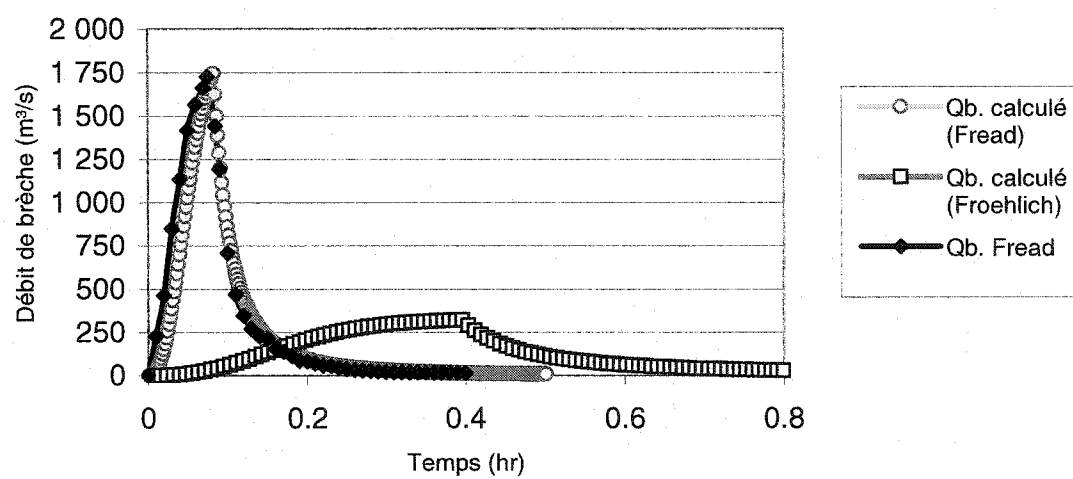


Figure 3.9 : Validation de BRECHE pour la méthode de DAMBRK (Fread, 1984) appliquée à la rupture du barrage Buffalo Creek.

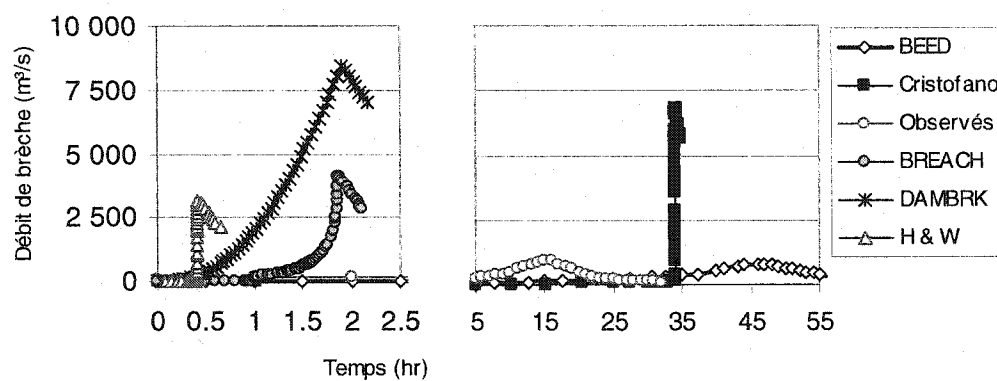


Figure 3.10 : Comparaison des cinq méthodes en mode prédictif (sans étalonnage) à l'aide de BRECHE appliquée à la digue « Cut-away » sur la rivière des Ha!Ha!.

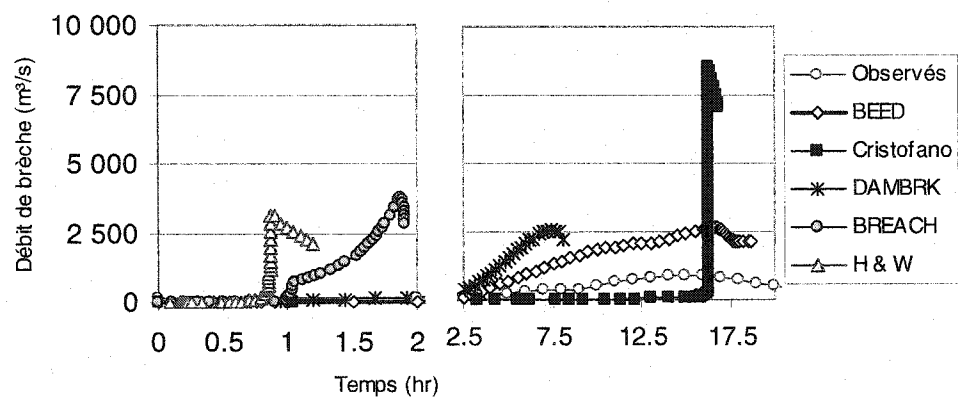


Figure 3.11 : Comparaison des cinq méthodes optimisées (avec étalonnage) à l'aide de BRECHE appliquée à la digue « Cut-away » sur la rivière des Ha!Ha!.

CHAPITRE IV

UNE CONTRIBUTION EXPÉRIMENTALE À L'ÉTUDE DE L'ÉROSION D'UNE DIGUE PAR SUBMERSION ET SON ANALYSE

Summary

This paper reports on the results of a laboratory test that was conducted in order to study the mode of failure by overtopping of a homogeneous dike composed of a moraine soil. The results obtained indicate that the mechanism of initiation and development of the breach leading to subsequent failure of the dike is different than the corresponding mechanisms assumed in computational models of breach progression for dambreak studies.

The data collected on the failure of the experimental dike were used within the framework of a comparative analysis using a computer model BRECHE which uses the results from five different methods.

The predicted results from these five models were presented and discussed.

4.1 Résumé

Dans cet article, on décrit un essai en laboratoire concernant la rupture par submersion d'une digue homogène de revanche en moraine.

Les résultats obtenus sur cette digue expérimentale ont montré que le mécanisme de formation et d'érosion de brèche est très différent du mécanisme de développement et de progression de la brèche adopté dans les modèles de calcul des ruptures de barrages.

Les données ainsi recueillies sur la rupture de la digue d'essai sont utilisées dans le cadre d'une analyse comparative effectuée par un outil informatique de prévision, BRECHE, et la confrontation des résultats produits selon cinq méthodes.

Une comparaison des résultats obtenus par prévision et de ceux issus du modèle en laboratoire est présentée et discutée.

4.2 Introduction

Les ruptures de barrages sont des événements rares, mais au 20^{ème} siècle, il s'en est produit entre 10 et 40 chaque décennie. Certaines ruptures ont eu des conséquences très graves et plus de 8000 pertes de vie leur sont directement attribuables depuis 1900. Parmi les causes de rupture les plus fréquentes pour les ouvrages en terre et enrochement, les statistiques permettent d'identifier clairement le déversement sur la crête engendrant la formation d'une brèche à travers l'ouvrage et la vidange de la retenue. Une crue de rupture se propage alors en aval en inondant la vallée.

Chaque rupture est susceptible d'engendrer une forme particulière de crue, et donc des impacts spécifiques sur les populations qu'elle pourrait affecter. Les faits montrent que la crue de rupture dépend directement du mode de rupture de l'ouvrage. Parmi les différents modes de rupture constatés, celui initié par un écoulement de surverse est souvent considéré dans les plans de mesures d'urgence parce qu'il est fréquent et qu'il conduit aux conditions les plus critiques. Selon les caractéristiques de l'ouvrage et de la retenue, il engendre une évolution spécifique et une forme finale particulière de la brèche. Prévoir le danger réel que représente un barrage en remblai en cas de surverse exige la prévision préalable de son mécanisme d'érosion. Dans la majorité des études de sécurité actuelles, ce mécanisme et son déroulement sont supposés et ne tiennent pas compte des données locales spécifiques parce que les techniques qui pourraient tenir compte de ces données sont encore peu fiables. Vu l'importance que présente ce facteur sur la crédibilité des estimations d'impacts potentiels de rupture, les recherches sur la formation de brèches dans des ouvrages subissant des déversements sont devenues prioritaires dans beaucoup de pays et contribueront à court terme à mieux évaluer la sécurité d'un ouvrage ou d'un aménagement. Dans un certain nombre de programmes en cours, elles sont à la fois de type expérimental et numérique.

Le Laboratoire d'Hydrodynamique de l'École Polytechnique de Montréal conduit actuellement un tel programme. Il comporte quatre volets. Le premier vise à faire le point sur les techniques et méthodes existantes pour prédire la brèche et son rythme d'ouverture. Le deuxième a pour objectif de comparer la qualité de ces techniques en regard de certaines ruptures d'ouvrages ayant eu réellement lieu et dont le déroulement a été observé ou a pu être reconstitué. Le troisième volet consiste à mettre au point un modèle de prévision simultanée de la formation de la brèche et de l'onde de crue initiée en aval. Le quatrième est de confronter les prévisions obtenues des méthodes conventionnelles et de celle en cours d'élaboration à des observations faites en laboratoire sur certaines digues d'essais. Certains des résultats concernant le premier volet ont déjà été publiés (Zerrouk, Marche, 2001). Pour contribuer à ces volets, un programme d'essais de rupture par érosion a été réalisé et documenté par le Laboratoire. Ses buts sont de mieux comprendre le mécanisme de la formation d'une brèche et pouvoir cerner les détails de son processus. L'un des essais réalisés a fourni un ensemble de données très complet et il est décrit de manière détaillée dans le texte qui suit parce qu'il peut constituer une base de données intéressante pour tous les chercheurs du domaine. Réalisé sur une digue constituée de moraine, il simule la rupture par érosion de crête d'une digue dite « de revanche », c'est-à-dire une digue qui, durant un événement de pluie exceptionnelle ou de forte hydraulité seulement, servirait à contenir les eaux du réservoir.

L'analyse des résultats de l'essai permet une meilleure compréhension du déroulement de la rupture. L'essai, réalisé en laboratoire mais exploité en grandeur réelle et sans similitude, permet de bien identifier les différents mécanismes mis en jeu. Ses observations peuvent donc ici encore être comparées aux prévisions obtenues des techniques classiques. Regroupées dans un outil informatique (BRECHE) présenté précédemment par les mêmes auteurs (Zerrouk et Marche, 2001), cinq de ces méthodes de prévision de formation d'une brèche par érosion de submersion pour des ouvrages en matériau granulaire y sont programmées. Ce sont les méthodes de Cristofano (1965) et d'Harris et Wagner (1967), ainsi que les celles des modèles numériques BEED (Singh et

Quiroga 1987 et Singh et Scarlatos 1989), BREACH (Fread 1984 et 1984a) et DAMBRK (Fread 1984b et 1988).

À partir du même ensemble de données caractérisant cet essai de laboratoire, chacune des méthodes est appliquée et les résultats sont discutés en évaluant si le facteur principal d'évolution qu'elle privilégie, correspond à un mécanisme observé durant l'essai. Une comparaison du rendement des différentes lois et méthodes couramment proposées pour prévoir la formation d'une brèche dans un ouvrage en moraine est donc possible. Elle permet de qualifier les différentes visions adoptées par leurs auteurs et de juger de leur pertinence dans la nouvelle technique recherchée.

L'analyse fournit aussi les pistes nécessaires pour le développement subséquent d'un modèle numérique de couplage hydraulique-érosion apte à reproduire le plus fidèlement possible les mécanismes impliqués simultanément ou successivement dans la formation de la brèche. Les informations particulières déduites par exemple de la zone du parement aval durant l'essai permettent de comprendre pourquoi il est difficile de modéliser simplement cette zone de l'écoulement. Les observations analysées permettent d'identifier des mécanismes complémentaires qui pourraient compléter les mises en équation actuelle, minimiser les erreurs cumulées et préserver la vraisemblance de la crue annoncée.

La brèche est reconnue comme un des facteurs essentiels dans la modélisation des ruptures de barrage. Lors des études hydrauliques de sécurité des barrages, une part importante des informations acquises porte sur la crue de rupture et sa propagation dans les zones à risque. Lorsque la prévision est réalisée par voie numérique, le modèle utilisé calcule l'hydrogramme de rupture à l'ouvrage puis la propagation et le laminage de la crue de rupture dans la vallée. Le deuxième calcul est totalement influencé par le premier, conditionné par l'hypothèse de brèche. Dans chaque modèle de rupture, la fonction permettant l'estimation de l'hydrogramme de crue sortant de la brèche est l'une des plus importantes.

Les ingénieurs s'efforcent de prédire les caractéristiques des débits pouvant sortir de la retenue par la brèche en formation en s'appuyant sur les propriétés physiques des matériaux comme l'angle de frottement, l'angle de pente du canal ou le facteur d'élargissement de la brèche. Ce faisant, chacun privilégie un mécanisme de détérioration unique, que ce soit l'instabilité des pentes, l'érosion particulaire ou l'énergie d'arrachement. Les auteurs cités leur reconnaissent des insuffisances majeures comme l'utilisation d'hypothèses géométriques imposant la progression de la rupture (fig. 4.1), le recours à des lois de transport solide basées uniquement sur la théorie de la contrainte de cisaillement (Fread, 1984b) ou la méconnaissance profonde des facteurs influençant l'érosion des sols cohésifs compactés (Singh et Scarlatos, 1989).

4.3 La digue d'essai et sa rupture

4.3.1 Montage expérimental

Comme tous les essais du programme expérimental, l'essai a eu lieu dans le laboratoire d'hydrodynamique du département des génies civil, géologiques et des mines de l'École Polytechnique de Montréal, Québec. La digue a été construite dans un canal en béton de 56,5 m de long, 2,44 m de large et 1,80 m de hauteur selon le schéma de la figure 4.2. Au niveau de la digue, le mur du canal est équipé d'une ouverture vitrée qui permet d'observer l'évolution de la brèche latéralement (fig. 4.3). La longueur du canal offre la possibilité de constituer un réservoir de retenue de 550 m³.

Durant l'essai, le canal a été alimenté par un circuit de pompage. La conduite d'amenée au canal est équipée d'un débitmètre qui permet de contrôler le débit à la valeur désirée et d'en faire les ajustements. Un enregistrement permet d'obtenir avec précision l'évolution du niveau de la retenue amont.

Pour suivre pas à pas le processus de formation de brèche, trois caméras vidéo munies d'affichage du temps ont été installées sur l'aire d'essai. La première, immédiatement en aval de la digue, a permis de suivre l'évolution de la profondeur et de la largeur de la brèche. La deuxième, située sur le côté du canal filmait à travers une vitre du canal au niveau de la digue, et montrait la surface de l'écoulement et le développement détaillé de la brèche. La troisième caméra installée en amont de l'ouvrage a fourni des informations sur les vitesses d'approche de l'écoulement ainsi que sur l'érosion régressive du parement amont de la digue dans la zone de contrôle des débits de rupture.

Des flotteurs introduits continuellement dans le réservoir, ont permis d'évaluer la vitesse et l'accélération des particules passant la brèche jusqu'au premier front d'érosion. Ils ne pouvaient plus être exploités plus en aval en raison d'une turbidité et d'une turbulence trop importantes de l'écoulement.

Deux filtres constitués de géotextiles ont été placés en amont et en aval de la digue d'essai pour isoler la zone d'essai, retenir d'éventuels débris et éviter la recirculation des sédiments érodés.

4.3.2 Géométrie et composition de la digue

La géométrie de la digue expérimentale constitue un modèle réaliste des digues en terre courantes. Elle est schématisée à la figure 4.4.

La digue occupe toute la largeur du canal et sa hauteur initiale était de 0,51 m. Sa largeur de crête était de 0,30 m et sa largeur en pied de 2,30 m. Ses pentes amont et aval étaient de 2,5H / 1V.

La digue a été réalisée avec une crête horizontale mais afin de permettre la formation d'une brèche intéressante à analyser, une légère dépression de forme

rectangulaire a été créée, de 40 cm de largeur et de 3 cm de profondeur par rapport au niveau horizontal nominal de la crête.

Pour éviter de possibles courants préférentiels et s'assurer de la liaison entre l'ouvrage et les murs du canal, les contours muraux de la digue ont été encadrés à l'aide de lisses de bois de 6.5 cm de largeur collées et étanchéifiées (fig. 4.5). De telles infiltrations auraient pu engendrer une rupture indésirable par érosion interne durant la mise en eau ou l'essai.

La moraine est le matériau le plus utilisé au Canada pour la construction de digues en remblai comme en témoignent les digues du complexe La Grande au Québec (C.I.G.B. 1989, Chiche, S. 1982). Son choix, et particulièrement celui de la moraine de LG2, était tout indiqué pour la construction de la digue d'essai et garantissait un essai réaliste. Ce matériau d'origine glaciaire est un mélange de gravier, de sable, de silt, et d'une faible proportion d'argile dont le poids spécifique est 2200 kg/m^3 . La granulométrie est très étalée et la cohésion est négligeable dans ce matériau. Le diamètre moyen des grains est de 0,25 mm, l'angle de frottement interne est de 36° et la porosité est de 0,4. Pour les besoins de l'essai, le matériau a été compacté par couches de 10 cm avec un optimum proctor de 6% d'humidité. La compaction a été obtenue en utilisant un marteau mécanique équipé d'une plaque de compactage carrée de 40 cm de côté. Chaque couche a été scarifiée après compactage pour assurer l'adhésion avec la couche suivante.

Pour examiner la force tractrice sur le parement amont, une mince couche de finition constituée d'agréats de 18 mm de diamètre a été étendue sur le talus amont. Pour permettre de meilleures observations visuelles et vidéos de l'évolution de la brèche, un quadrillage de 20 cm de côté a été marqué à l'aide de poudre traçante bleue sur le talus aval (fig. 4.3).

La digue a finalement été protégée à l'aide de toiles humides et recouverte de bâches étanches jusqu'au moment de l'essai afin de la protéger contre un éventuel dessèchement.

4.3.3 Essai et formation de la brèche de rupture

L'essai de rupture par submersion a été réalisé sous un débit d'apport constant et le remplissage du réservoir créé par la digue s'est fait en 30 minutes. Cette manière de mettre en eau l'installation permettait de ne pas saturer le matériau de la digue conformément à la situation qui prévaut pour les digues de revanche lors d'une situation exceptionnelle.

À la fin de la mise en eau, l'eau commence à déverser sur la crête de l'ouvrage et est canalisée par une première rigole formée au centre de la digue. Une brèche se crée presque instantanément au centre de la digue. Le matériau y est arraché et lavé très rapidement et les eaux sont très chargées en sédiments fins (figs. 4.5 et 4.6).

Le creusement de la brèche de rupture peut se décrire en quatre étapes de débordement sur l'ouvrage.

T = 0 à 48 secondes :

L'érosion du parement aval crée des escaliers et des cavités dont la position remonte progressivement le parement. La première cavité se forme en dessous de la jonction parement aval-crête (fig. 4.6). L'érosion régresse et atteint cette jonction après 48 secondes (fig. 4.7).

T = 48 à 88 secondes :

Le profil en escalier du parement aval se confirme avec l'apparition nette d'une deuxième puis d'une troisième cavité. La distance séparant chaque cavité est de 0.17 m. Le niveau, augmentant lentement dans le réservoir amont accroît la largeur d'érosion. Le

débit déversé en augmentation lui aussi accroît le taux d'érosion. Sur la crête l'érosion régresse en formant un déversoir circulaire alimentant le canal de brèche nettement formé maintenant dans le parement aval (fig. 4.8).

T = 116 à 175 secondes :

Le recul de la section de contrôle est encore insuffisant pour qu'augmente significativement le débit déversé sur la digue. Le niveau du réservoir croît encore légèrement et une deuxième amorce de brèche apparaît sur le côté gauche de l'ouvrage. Son développement se fait de manière similaire à la brèche principale qui continue cependant à drainer la majeure partie du débit.

Le creusement atteint le parement amont (fig. 4.9) et entraîne la protection du talus. L'axe de la brèche principale reste centré mais l'écoulement large à la crête alimente pendant 30 secondes deux brèches indépendantes qui se rejoignent 3 minutes environ après le début du déversement (fig. 4.10).

T = 175 à 200 secondes :

Le cumul des deux brèches indépendantes stabilise le plan d'eau amont en permettant une équivalence des débits d'apport et de déversement.

L'érosion de la crête se poursuit et l'abaissement de la section de contrôle engendre une baisse progressive du réservoir. Le débit de rupture n'augmente plus et tend à nouveau vers la valeur de l'apport contrôlé introduit en amont (fig. 4.11).

L'essai est stoppé à 600 secondes avec la fermeture des pompes afin de conserver aussi intact que possible l'état de la brèche (fig. 4.12).

Les relevés effectués après l'essai ont permis de connaître avec précision la géométrie du canal de la brèche résultant de cette érosion de surverse. Les figures 4.13, 4.14 et 4.15 en donnent une image complète sous différents angles.

À partir des prises de vue complémentaires, il était possible de reconstituer l'évolution du profil longitudinal du canal de brèche le long de l'axe central du canal. Les différentes étapes du creusement sont montrées à la figure 14.6.

Selon les mesures réalisées après l'essai, différents profils longitudinaux dans le canal de brèche ont été calculés à 0 m., 1,2 m, 1,3 m, 1,4 m et 1,5 m du mur droit. Ils sont superposés sur la figure 4.17 et montrent que si le fond du canal varie beaucoup à la hauteur du parement aval dans la direction transversale, ce n'est pas le cas sur la crête et dans la zone du parement amont, là où se situe la section de contrôle gouvernant le débit de rupture.

4.3.4 Constatations importantes

Après une première période de déversement de 100 à 120 secondes, un resserrement de l'écoulement est observé au niveau des premières zones d'érosion. C'est ce resserrement de l'écoulement qui contrôle le débit de la brèche. Sur toute la partie aval de la brèche en érosion l'écoulement est torrentiel. Dès ce moment, l'approfondissement de la brèche principale est moins rapide qu'au début contrairement à son élargissement qui se fait par un travail de sape des berges latérales et l'entraînement des agrégats de la couche protectrice du parement amont permet de juger de l'intensité de la contrainte de cisaillement exercée dans la brèche. Les écoulements de sape sous les parois de brèche restent importants et les tourbillons créés par la turbulence de l'écoulement entraînent le matériau du pied de ces parois. Un dégagement progressif de galettes de ce matériau contribue à maintenir la raideur des parois latérales de la brèche. Les sections transversales de la brèche au sommet de la digue prennent progressivement une forme approximativement rectangulaire. Le rapport de leur hauteur à leur largeur est de l'ordre de 4 à 5.

Ce resserrement n'est presque plus visible après l'essai sur les profils comparés de la brèche selon différents axes établis aux figures 4.18 et 4.19. Les photographies

analysées montrent alors que la forme de la brèche à la fin du processus d'érosion est relativement trapézoïdale et que son fond est plat. L'érosion a finalement fait disparaître les étranglements temporaires observés pendant de courts instants. Le parement aval est constitué de plusieurs escaliers dont les contremarches sont quasi verticales.

L'évolution de la largeur de la brèche dans la crête de la digue d'essai est montrée à la figure 4.20. Quelle que soit la position considérée sur la crête, la largeur croît rapidement au début du creusement mais tend à se stabiliser. Même si l'essai a été arrêté pour sauvegarder l'état de la brèche, on dispose de suffisamment de temps d'évaluation pour observer cette stabilisation aux environs de 0,4 à 0,5 m soit à *une valeur de l'ordre de la hauteur de l'ouvrage et non de 3 à 4 fois cette hauteur selon certaines normes en usage.*

Les écoulements observés se faisant sur fonds mobiles, très rapidement mobilisés, ils présentent aussi certaines particularités.

Lorsque l'eau déverse sur la digue, les érosions ont lieu lorsque les grandes vitesses locales de l'eau créent une sollicitation hydrodynamique (contrainte de cisaillement) qui excède la résistance du matériau composant la surface de la digue (contrainte de cisaillement critique). Le processus d'érosion semble initié en un point de discontinuité de pente ou de composition de la surface solide. L'érosion initiale peut donc commencer en beaucoup d'endroits et de manière pratiquement aléatoire. L'énergie destructrice des eaux augmente considérablement sur le talus aval du barrage, là où les pentes sont les plus raides. Les fortes vitesses et les contraintes de cisaillement très grandes y créent un grand potentiel d'érosion.

À la suite de la première rupture de la surface solide, un petit ressaut hydraulique a lieu et une entaille d'affouillement commence immédiatement en aval du ressaut. Dans les instants qui suivent, plusieurs discontinuités de surface se développent de manière similaire et produisent un écoulement en cascade.

La tendance naturelle de l'écoulement est d'atteindre un état d'équilibre le long du talus aval, constitué de zones d'accélération et de ralentissement. Il en résulte une distribution non uniforme de la contrainte de cisaillement le long de l'axe d'écoulement ayant pour résultat la formation d'un certain nombre de ressauts.

Depuis la crête de la digue vers l'aval, à chaque escalier la lame d'eau décolle légèrement du thalweg et crée une chute libre revenant en contact avec le talus aval à sa base. Il en résulte une érosion plus rapide à l'endroit de la chute créant ainsi un bassin dans le talus limité par un plateau horizontal. Ce palier, jouant le rôle d'un seuil, va engendrer à son tour une autre chute et un autre palier plus bas sur le talus aval. En réalité, il semble que l'écoulement crée lui-même son propre dissipateur d'énergie en escalier.

La distance de 0,17 m observée au début de l'essai entre les cavités en développement correspond à une optimisation de cette perte d'énergie, mais change ensuite selon la valeur du débit déversé (débit par unité de largeur) sur la digue.

Durant l'essai le réservoir est alimenté continuellement en flotteurs (billes de propylènes) et il était possible de mesurer leur vitesse d'approche, de déterminer leur trajectoire et leur temps de parcours par chronophotographie. Des vitesses d'approche de 10 cm/s ont été calculées, qui augmentent rapidement jusqu'à atteindre 60 cm/s au passage de la crête de digue. La vitesse d'écoulement sur le talus aval est plus changeante et est plus difficile à mesurer lorsque la brèche commence à se former. Cependant on a pu l'estimer à 15 cm/s environ pour la première lame d'eau sur le talus aval et confirmer qu'elle augmentait au fur et à mesure de l'accroissement du débit de brèche pour atteindre un maximum de 130 cm/s trois minutes après le début de la formation de la brèche. Elle diminue alors progressivement jusqu'à devenir presque constante avec 50 cm/s vers la fin de l'essai.

Enfin l'analyse des mesures des niveaux d'eau et des débits durant l'essai permet de connaître l'évolution du débit déversé. Les hydrogrammes d'entrée et de sortie sont

représentés à la figure 4.21. Le débit maximal de rupture a atteint durant cet essai 4 fois le débit d'apport constant au réservoir.

4.4 Différentes prévisions numériques de la rupture de la digue

Les cinq méthodes reconnues intégrées au programme de prévision ont été utilisées pour comparer le développement simulé de la brèche et la situation observée durant et à la fin de l'essai. Les principales caractéristiques de l'essai peuvent se résumer en quelques chiffres donnés au tableau 4.1.

L'application de chaque méthode à la simulation de la formation de cette brèche nécessite dans chaque cas le choix, par l'utilisateur, des paramètres spécifiques représentant le mieux possible les données disponibles. La sensibilité des résultats vis-à-vis des valeurs choisies est parfois grande. Pour cette raison, deux résultats sont fournis ci-dessous pour chaque méthode soit celui obtenu en transcrivant le plus exactement possible les données les plus probables, puis celui obtenu en optimisant le résultat dans le respect des données et de leur précision.

4.4.1 Prévision par la méthode de Cristofano

Les tests antérieurs effectués par la méthode de Cristofano ont montré que le paramètre le plus important était, dans cette approche, l'angle de frottement pour lequel Cristofano suggère des valeurs comprises entre 10° et 15° . Comme la méthode de Cristofano ne fournit aucune hypothèse d'élargissement de brèche, nous avons donc établi une croissance de largeur conforme à celle mesurée lors de l'essai expérimental (fig. 4.20).

Comme le montre le tableau 4.2, la prévision effectuée en retenant un angle de frottement de $12,5^\circ$ conclue alors à un débit de pointe à la brèche de $0,0733 \text{ m}^3/\text{s}$ et un

temps de formation de 0,051 h pour atteindre la largeur de fond finale observée de 0,95 m.

Il est possible d'améliorer cette prévision en choisissant un angle de frottement plus élevé, tenant compte par exemple de la compaction du matériau. Dans les mêmes conditions d'élargissement de la brèche énumérées plus haut, la meilleure simulation a été obtenue pour un angle de 20° . Le débit de pointe prévu aurait alors été peu différent ($0.0830 \text{ m}^3/\text{s}$) mais le temps de formation aurait été allongé à 0,106 h.

4.4.2 Prévision par la méthode de Harris et Wagner

Le paramètre le plus important dans cette méthode semble être l'angle de pente du fond du canal de brèche. Selon les recommandations et études des auteurs, il peut varier autour de 15° , mais peut être beaucoup plus faible dans certains cas.

Les calculs de prévision ont pris en compte un angle de 12° . Les résultats sont donnés au tableau 4.3. Le débit de pointe à la brèche est établi à $0,0141 \text{ m}^3/\text{s}$ et le temps de formation autour de 0,006 h. Il est possible d'améliorer cette prévision en retenant un angle de $0,8^\circ$, portant ainsi le débit de pointe à $0,0201 \text{ m}^3/\text{s}$ et le temps de formation à 0,136 h. (La méthode de Harris-Wagner ne donne pas la largeur de fond puisque la forme de brèche est une parabole).

4.4.3 Prévision par la méthode de BREACH (Fread)

Selon les calculs réalisés, c'est le taux d'élargissement de la brèche qui affecte surtout les résultats. Son rôle est transmis par le facteur Br dont l'auteur suggère une valeur de 2 à 2,5. En retenant $Br = 2,5$, le débit de pointe à la brèche a été trouvé égal à $0,0262 \text{ m}^3/\text{s}$ et la formation de la brèche est prédite en 0,042 h. Le tableau 4.4 montre les caractéristiques comparées de la brèche prédite.

L'optimisation est possible en augmentant énormément la valeur de Br , toutes les autres modifications aux paramètres n'ayant à toute fin pratique, aucun effet. En adoptant $Br = 85$, on trouverait un débit de pointe égal à $0,0875 \text{ m}^3/\text{s}$ et un temps de rupture de $0,041 \text{ h}$. L'optimisation améliore la forme de la brèche mais diminue la validité du débit prédit. Il se peut qu'un effet d'échelle soit à l'origine de cet écart important entre les valeurs optimisées et la recommandation courante pour Br .

4.4.4 Prévisions selon la méthode de BEED (Singh)

C'est ici encore le facteur d'élargissement de la brèche qui affecte le plus les résultats fournis. Les auteurs de cette méthode recourent dans leurs applications à des valeurs allant de $0,4$ à $0,5$. En choisissant une largeur initiale de $0,5 \text{ m}$, le tableau 4.5 qui résume les résultats obtenus, montre que le débit de pointe calculé est d'environ $0,0135 \text{ m}^3/\text{s}$ et le temps de rupture est estimé à $0,675 \text{ h}$. Le processus prédit est donc très long par rapport à celui observé.

Une amélioration dans la prévision de la largeur finale de la brèche est obtenue en choisissant une largeur initiale de $0,2 \text{ m}$ tel que le modèle calcule un facteur d'élargissement de $13,33$. On obtient alors un débit de pointe de $0,080 \text{ m}^3/\text{s}$ et un temps de rupture de $0,038 \text{ h}$ qui sont loin des valeurs observées.

4.4.5 Prévision par le modèle DAMBRK (Fread)

Basé sur les formules empiriques suggérées et un coefficient de forme (z) de 1 qui identifie la pente latérale de la brèche, i.e. 1 vertical z horizontal, le temps de rupture est établi à $0,3223 \text{ h}$. Le débit de pointe est alors de l'ordre de $0,0324 \text{ m}^3/\text{s}$ comme le montre le tableau 4.6.

Le résultat change peu, même en modifiant la forme de la brèche en retenant un facteur de forme de $1,376$ représentant l'inverse de la tangente de l'angle de frottement

de 36° du matériau de la digue d'essai. Ainsi le temps de formation de la brèche prévu reste identique alors que le débit de pointe ne varie que très peu pour atteindre la valeur de $0,0327 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.4.6 Bilan de la confrontation expérimentale

Les cinq méthodes de prévision ont été utilisées pour prédire les caractéristiques de la brèche et le débit maximal déversé sur la digue expérimentale en observation durant une rupture par submersion.

Les tableaux 4.7 et 4.8 montrent le bilan des résultats obtenus par les cinq méthodes.

Le tableau 4.7 montre les résultats strictement prédictifs, les choix de paramètres ayant été faits indépendamment des résultats expérimentaux.

Le tableau 4.8 montre le meilleur ajustement obtenu après confrontation avec les résultats expérimentaux, sans toutefois modifier les données physiques du cas.

4.5 Caractéristiques nécessaires d'une nouvelle modélisation

Les méthodes les plus courantes de prévision des brèches de rupture par dépassement de crête mettent chacune souvent l'accent sur un des mécanismes observés durant les essais. Pourtant elles ne réussissent pas à prévoir correctement toutes les caractéristiques de la rupture. Les erreurs montrées au tableau 4.7 indiquent que la forme même de la brèche anticipée est peu fiable et qu'elle ne s'améliore qu'après optimisation réalisée grâce aux résultats de l'essai. Ce manque de qualité dans la prévision est sans doute attribuable à la complexité des synergies entre les différents mécanismes que l'observation directe permet de bien identifier. Un modèle prédictif plus performant devrait donc tenir compte au moins de certains de ces mécanismes.

Parmi ceux-ci, celui de l'évolution de l'écoulement sur la crête, dont l'action dès les premiers instants sur le haut du parement aval apparaît comme déterminant pour localiser et stabiliser la position du sillon, est à prioriser. Il permet de comprendre comment se concentrent localement les contraintes d'arrachement qu'il engendre et comment se sature progressivement le matériel constituant les surfaces de parement progressivement sollicitées.

Puis le régime torrentiel des eaux sur le parement aval lui-même ne reste pas uniforme. Malgré le fond initialement rectiligne, la pente raide du fond rend l'écoulement instable et la surface de l'eau prend la forme d'une succession de vagues périodiques. Puis apparaissent des secteurs plus rapidement érodés par ces vagues et naissent les escaliers contribuant alors à une dissipation localisée d'énergie.

Enfin, l'élargissement du sillon de brèche se fait par saccades et résulte d'actions combinées d'érosion particulières et de bris de pente entraînant des blocs complets rendus instables.

Les essais du type de celui décrit plus haut montrent aussi que si le chenal d'écoulement serpente parfois pendant son approfondissement et que sa largeur peut être très variable d'un point à un autre, la section, qui pendant la plus grande partie de l'essai contrôle le débit de la rupture, évolue en conservant un fond plat et des pentes raides, confortant le modèle classique de la brèche trapézoïdale. Ce faisant, lorsque l'objectif premier de la prévision reste l'hydrogramme de la crue de rupture éventuelle de l'ouvrage par déversement, le calcul unidimensionnel reste justifiable.

4.6 Conclusion

Les ruptures par érosion de surverse sont les plus fréquentes pour les ouvrages en terre selon les statistiques disponibles du XX^{ième} siècle. La sévérité des crues de rupture incite les propriétaires d'ouvrages et les organismes de contrôle à se doter d'une

prévision de l'inondation probable induite en cas de rupture pour penser et mettre en place les mesures d'urgences adéquates.

Il est reconnu depuis plusieurs décennies que la fiabilité de la prévision de la crue de rupture dans la vallée dépend grandement de la fiabilité de l'hydrogramme de rupture prévu à l'ouvrage, donc de la justesse avec laquelle le mécanisme de formation de la brèche est anticipé. Plusieurs méthodes de calcul abordent cet aspect mais semblent peu fiables si on compare les valeurs prédites et celles déduites d'observations effectuées sur des ruptures réelles ou simulées d'ouvrages.

Des tests de rupture en conditions contrôlées sont couramment effectués au laboratoire d'hydrodynamique de l'École Polytechnique de Montréal pour valider certaines des techniques de prévision actuellement utilisées mais aussi les développer et apprendre de l'observation des mécanismes complexes qui gouvernent l'évolution des événements.

L'un de ces tests est décrit ici puis il a servi à une confrontation entre les résultats obtenus par cinq méthodes différentes de prévision connues.

L'analyse met en évidence les facteurs qui, n'étant pas pris en compte dans les modèles actuels, expliquent peut être le succès très moyen des prévisions actuelles. Elle permet de constater aussi que c'est la caractérisation géométrique de la brèche qui présente le plus d'incertitude tandis que le débit maximal prédit ne correspond jamais au juste temps de formation de la brèche et vice-versa.

4.7 Références

BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1981). BRDAM Users Manual, 76 p. Water and Power Resources Service, U.S. Department of the Interior, Denver, CO.

C.I.G.B. (1989). La Moraine, Matériau de Remblai et de Fondation. *Tech. Act. Bulletin* 69. Commission Internationale des Grands Barrages.

CHICHE, S. (1982). Erosion Interne de la Moraine dans les Barrages en Terre. Mémoire pour l'obtention du grade de Maître en Ingénierie (M. Ing.) géotechnique. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams. U. S. Bureau of Reclamation, Denver, CO.

FREAD, D. L. (1984). A Breach Erosion Model for Earthen Dams. *Report G-85-3*, General Series, Utah Research Laboratory, pp: 281-310. *

FREAD, D. L. (1984a). A Breach Erosion Model for Earthen Dam. National Weather Service (NWS) *Report*, NOAA, Silver Spring, MA.

FREAD, D. L. (1984b). DAMBRK : The NWS Dam Break Flood Forecasting Model. National Weather Service (NWS) *Report*, NOAA, Silver Spring, MA.

FREAD, D. L. (1988). The NWS DAMBRK Model. *Theoretical Background / User Documentation*, National Weather Service (NWS), NOAA, Silver Spring, MA.

HARRIS, G. W. et WAGNER, D. A. (1967). Outflow form Breached Earth Dams. Unpublished B. Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Utah, Salt Lake City, UT.

QUIROGA, C. A. et SINGH, V. P. (1987). A Dam-Breach Erosion Earthfill Model : II – Application. *Water Resources Management*, 1: 199-221.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. A. (1987). A Dam-Breach Erosion Model : I- Formulation. *Water Resources Management*, 1: 177-197.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1989). Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing : BEED Model. Miscellaneous Paper EL-79-6, *Military Hydrology Report 17*, Environmental Laboratory, U.S. Army Engineer waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

ZERROUK, N. E. et MARCHE, C. (2001). Les prévisions des brèches de rupture des barrages en terre restent difficiles. *Can. J. Civil Eng.*, 28 : 120-132.

Tableau 4.1 : Valeurs observées sur la digue expérimentale.

Largeur finale de la brèche au fond	0,95 m
Largeur finale de la brèche à la crête	1,006 m
Débit de pointe de brèche	0,0483 m ³ /s
Temps de formation de brèche	0,133 h

Tableau 4.2 : Valeurs obtenues par la méthode Cristofano sur la digue expérimentale.

	Essai	Prédictives sans étalonnage	Optimisées avec étalonnage
Largeur finale de la brèche au fond	0,95 m	0,95 m	0,95 m
Largeur finale de la brèche en crête	1,006 m	1,006 m	1,006 m
Débit de pointe de la brèche	0,0383 m ³ /s	0,0733m ³ /s	0,0830 m ³ /s
Temps de formation de la brèche	0,133 h	0,051 h	0,106 h

Tableau 4.3 : Valeurs obtenues par la méthode Harris et Wagner sur la digue expérimentale.

	Essai	Prédictives sans étalonnage	Prédiction avec étalonnage
Largeur finale de la brèche au fond	0,95 m	0,95 m	0,95 m
Largeur finale de la brèche en crête	1,006 m	0,46 m	0,46 m
Débit de pointe de la brèche	0,0383 m ³ /s	0,0141 m ³ /s	0,0201 m ³ /s
Temps de formation de la brèche	0,133 h	0,006 h	0,136 h

Tableau 4.4 : Valeurs obtenues par le modèle BREACH sur la digue expérimentale.

	Expérimentales	Prédictives sans étalonnage	Optimisées avec étalonnage
Largeur finale de la brèche au fond	0,95 m	0,20 m	0,967 m
Largeur finale de la brèche en crête	1,006 m	0,471 m	1,200 m
Débit de pointe de la brèche	0,0383 m ³ /s	0,0262 m ³ /s	0,0853 m ³ /s
Temps de formation de la brèche	0,133 h	0,042 h	0,041 h

Tableau 4.5 : Valeurs obtenues par le modèle BEED sur la digue expérimental.

	Expérimentales	Prédictives sans étalonnage	Optimisées avec étalonnage
Largeur finale de la brèche au fond	0,95 m	0.036 m	1,028 m
Largeur finale de la brèche en crête	1,006 m	0,370 m	1,093 m
Débit de pointe de la brèche	0,0383 m ³ /s	0,0135 m ³ /s	0,080 m ³ /s
Temps de formation de la brèche	0,133 h	0,675 h	0,038 h

Tableau 4.6 : Valeurs obtenues par Le modèle DAMBRK sur la digue expérimentale.

	Expérimentales	Prédictives sans étalonnage	Optimisées avec étalonnage
Largeur finale de la brèche au fond	0,95 m	0,172 m	1,79 m
Largeur finale de la brèche en crête	1,006 m	0,172 m	2,47 m
Débit de pointe de la brèche	0,0383 m ³ /s	0,0324 m ³ /s	0,0327 m ³ /s
Temps de formation de la brèche	0,133 h	0,3223 h	0,3223 h

Tableau 4.7 : Comparaison des valeurs obtenues en mode prédictif (sans étalonnage). Cas de la digue expérimentale.

<i>Sources</i>	<i>Caractéristiques de la brèche</i>			
	Largeur au fond (m)	Largeur en crête (m)	Débit maximal (m ³ /s)	Temps de formation (h)
Cristofano	0.95 ^a	1.006 ^a	0,0733	<u>0,051</u>
Harris-Wagner	0.95 ^b	0,46	0,0141	0,006
BREACH	<u>0,20</u>	<u>0,471</u>	0,0262	0,042
BEED	0.036	0,370	0,0135	0,675
DAMBRK	1,72	1,72	<u>0,0324</u>	0,3223
Observations	0.95	1,006	0,0383	0,133
Erreur minimale	79 %	53 %	15 %	61 %

^a La méthode Cristofano ne prédit pas l'élargissement de la brèche; les largeurs au fond et en crête sont celles observées.

^b La méthode de Harris-Wagner ne donne pas la largeur au fond puisque la forme de brèche est une parabole.

Tableau 4.8 : Comparaison des meilleures valeurs obtenues par les méthodes optimisées (sans étalonnage). Cas de la digue expérimentale.

<i>Sources</i>	<i>Caractéristiques de la brèche</i>			
	Largeur au fond (m)	Largeur en crête (m)	Débit Maximal (m ³ /s)	Temps de Formation (h)
Cristofano	0.95 ^a	1.006 ^a	0,0830	0,106
Harris-Wagner	0.95 ^b	0,46	0,0201	<u>0,136</u>
BREACH	<u>0,967</u>	1,200	0,0853	0,041
BEED	1,028	<u>1,093</u>	0,080	0,038
DAMBRK	1,79	2,47	<u>0,0327</u>	0,3223
Observations	0,95	1,006	0,0383	0,133
Erreur minimale	2 %	8 %	14 %	2 %

^a La méthode Cristofano ne prédit pas l'élargissement de la brèche, les largeurs au fond et en crête sont celles observées.

^b La méthode de Harris-Wagner ne donne pas la largeur au fond puisque la forme de brèche est une parabole.

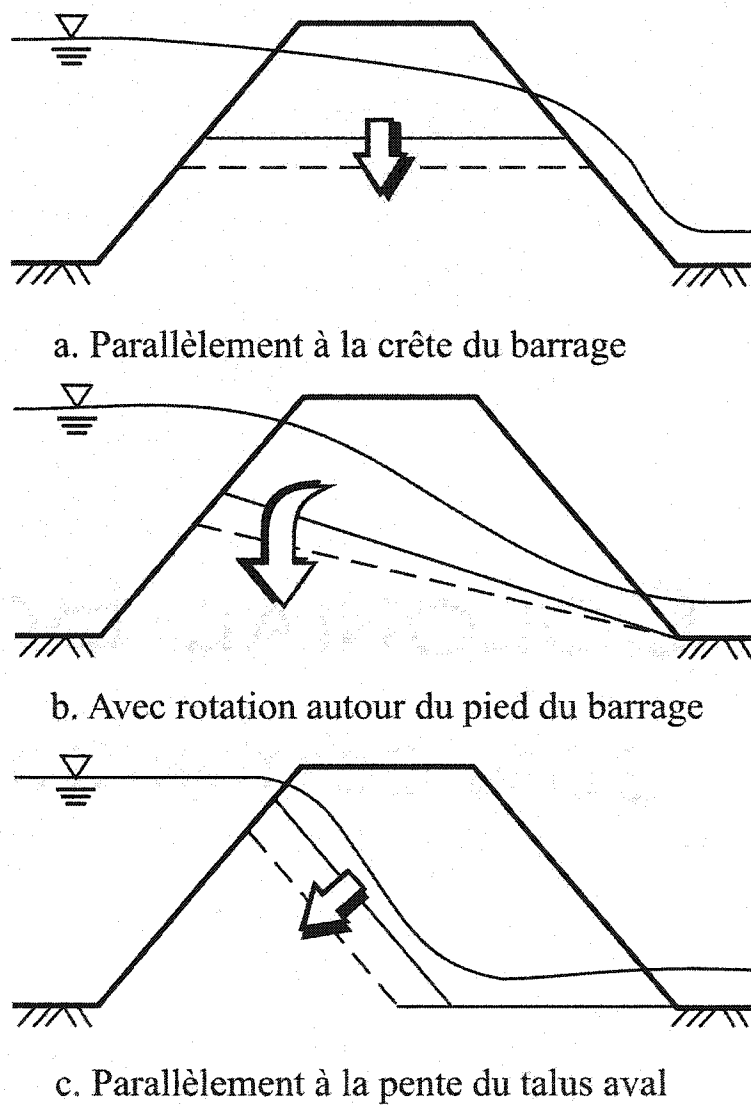


Figure 4.1 : Trois hypothèses courantes de développement de la brèche.

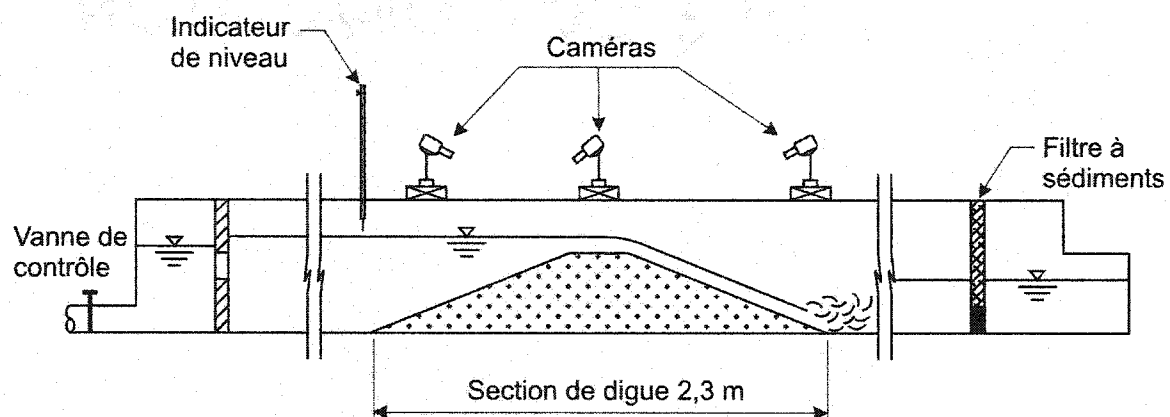


Figure 4.2 : Schéma du montage de la digue d'essai.



Figure 4.3 : Le barrage durant sa mise en eau dans le canal d'essai.

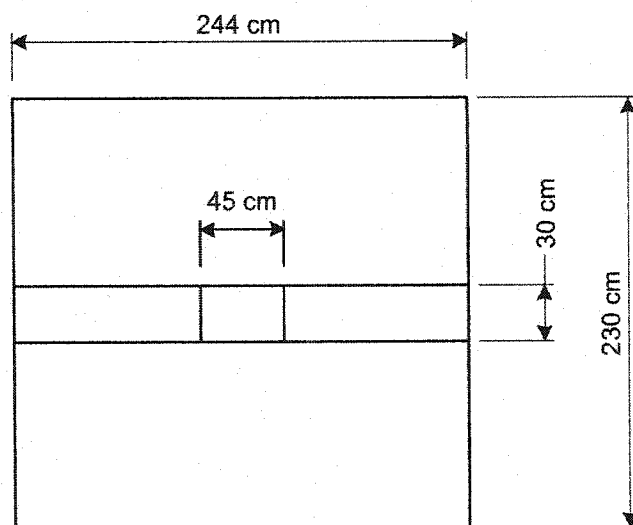
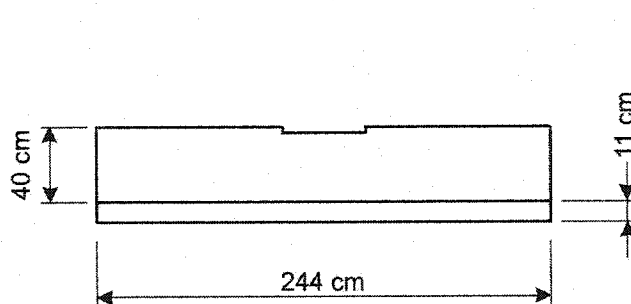
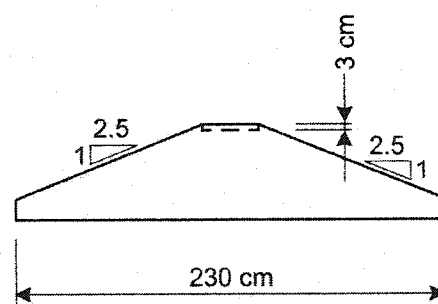
**VUE EN PLAN****ÉLEVATION****PROFIL****Figure 4.4 : Coupe type de la digue d'essai.**



Figure 4.5 : Écoulement de l'eau par-dessus la crête le talus aval du barrage juste après l'initiation du déversement (T=17 secondes).



Figure 4.6 : Initiation de l'érosion et élargissement latéral le long du talus aval du barrage (T= 30 secondes).



Figure 4.7 : L'érosion en escalier atteint la jonction parement aval-crête du barrage (T= 48 secondes).



Figure 4.8 : Régression de l'érosion de la crête vers l'amont (T= 88 secondes).



Figure 4.9 : L'augmentation de la déverse initie une brèche secondaire en rive gauche (T= 124 secondes).



Figure 4.10 : La brèche ne pouvant évacuer le débit entrant dans le réservoir, le niveau continue de monter et une troisième déverse apparaît en rive droite (T= 157 secondes).



Figure 4.11 : L'écoulement se concentre dans la brèche principale avec des chutes en escalier et arrache les agrégats de protection du talus amont (T= 192 secondes).

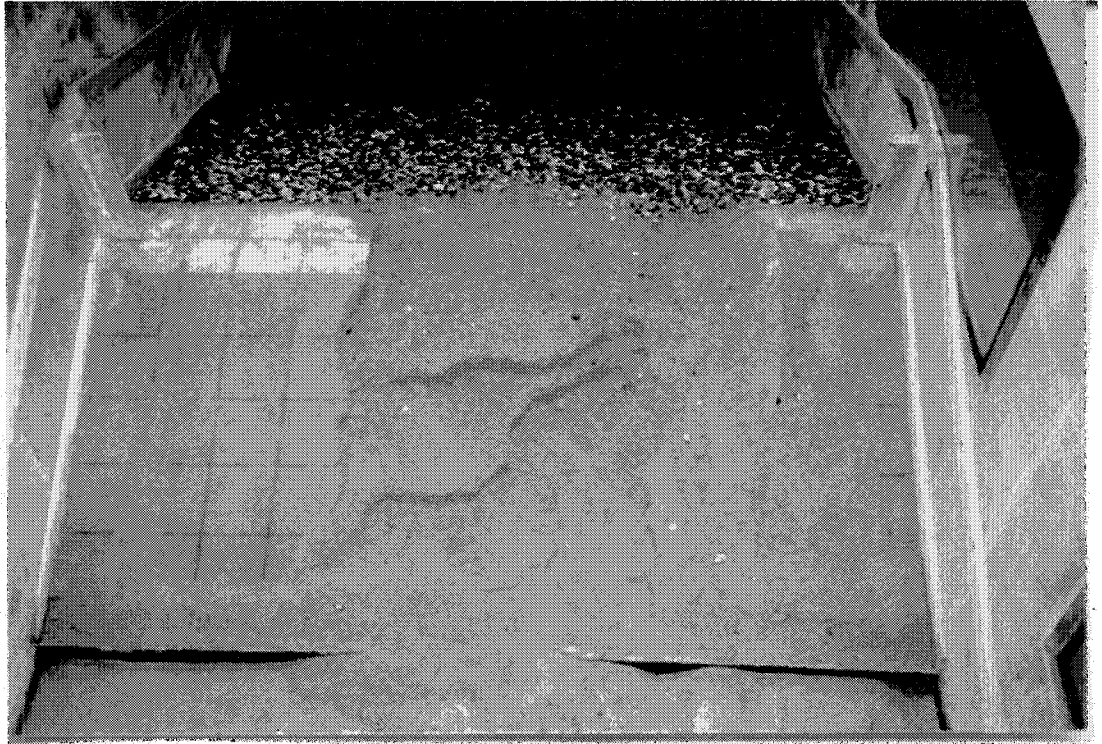


Figure 4.12 : État de la brèche finale à l'arrêt de l'essai, montrant ainsi l'érosion en escalier après 600 secondes.

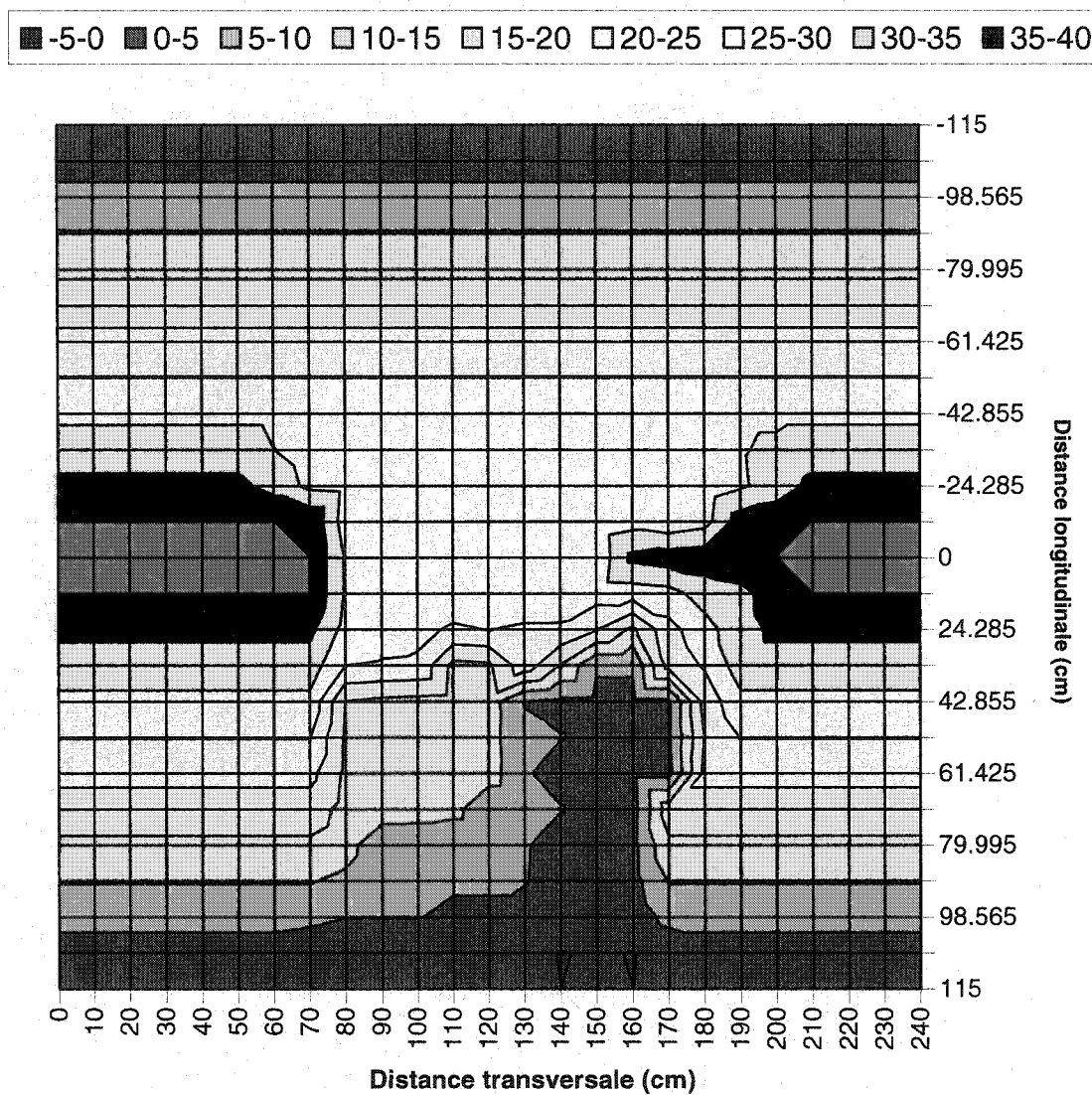


Figure 4.13 : Vue en plan et modèle topographique de la brèche finale dans la digue d'essai après 600 secondes.

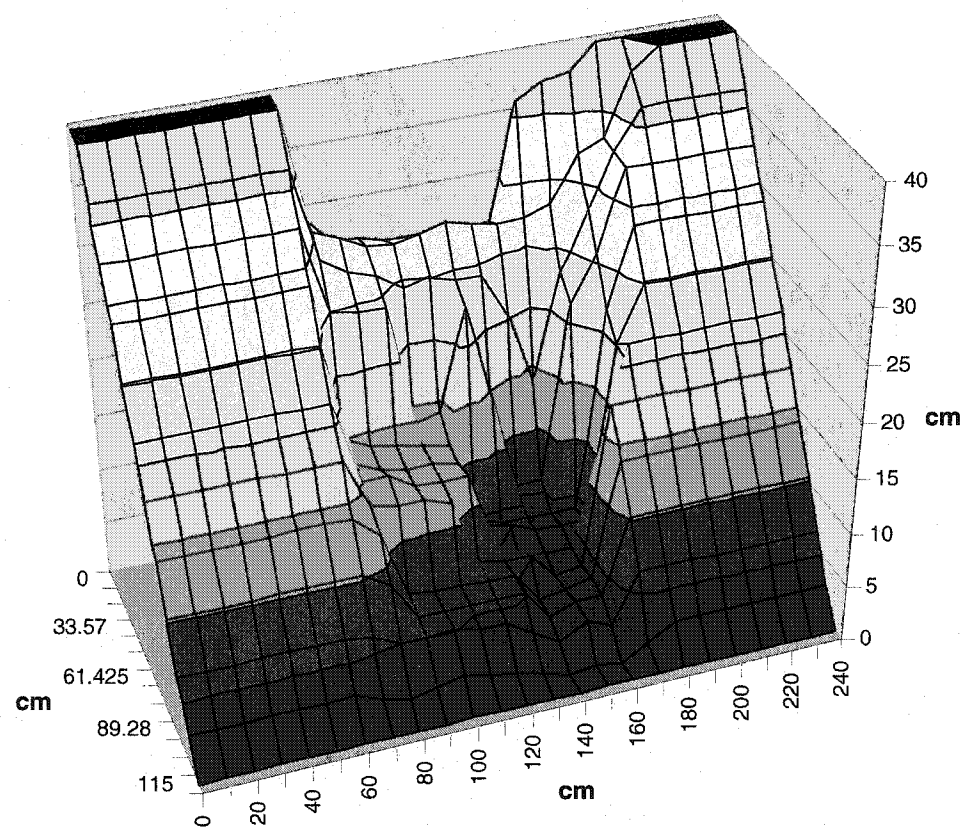
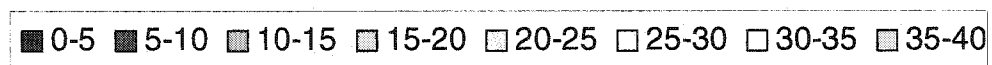


Figure 4.14 : Vue aval en 3D de la brèche finale dans la digue d'essai après 600 secondes.

■ 0-5 ■ 5-10 ■ 10-15 ■ 15-20 ■ 20-25 □ 25-30 □ 30-35 □ 35-40

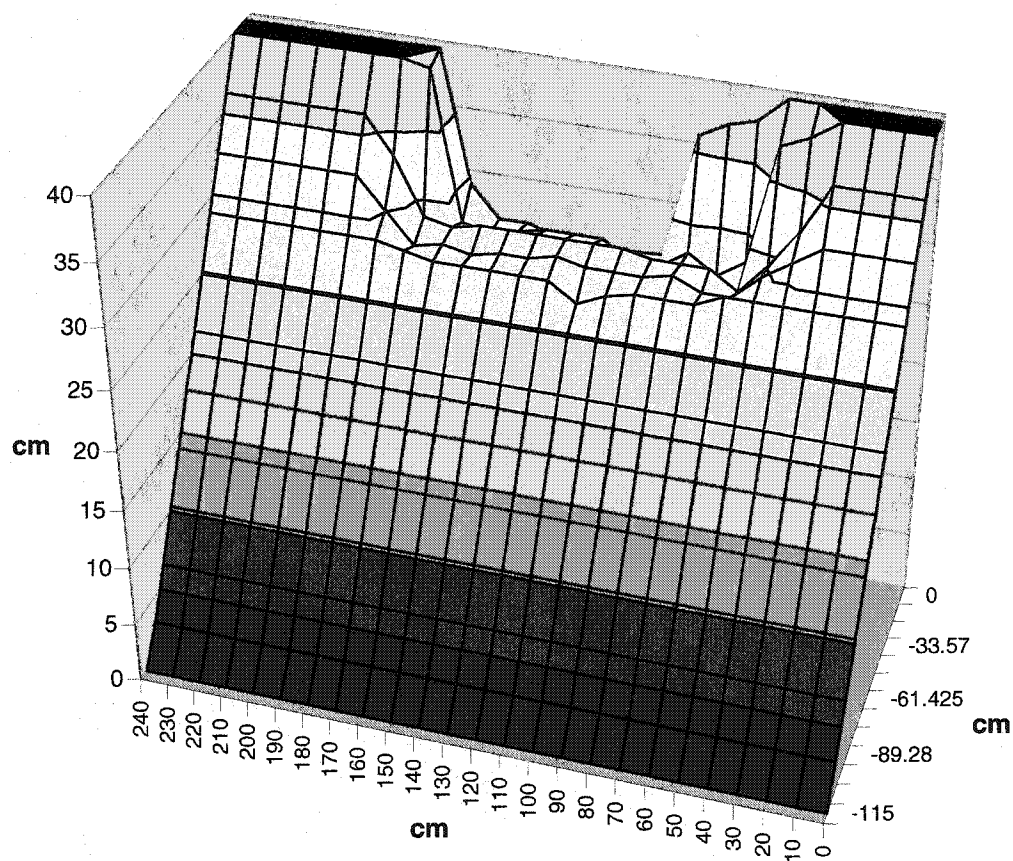


Figure 4.15 : Vue amont en 3D de la brèche finale dans la digue d'essai après 600 secondes.

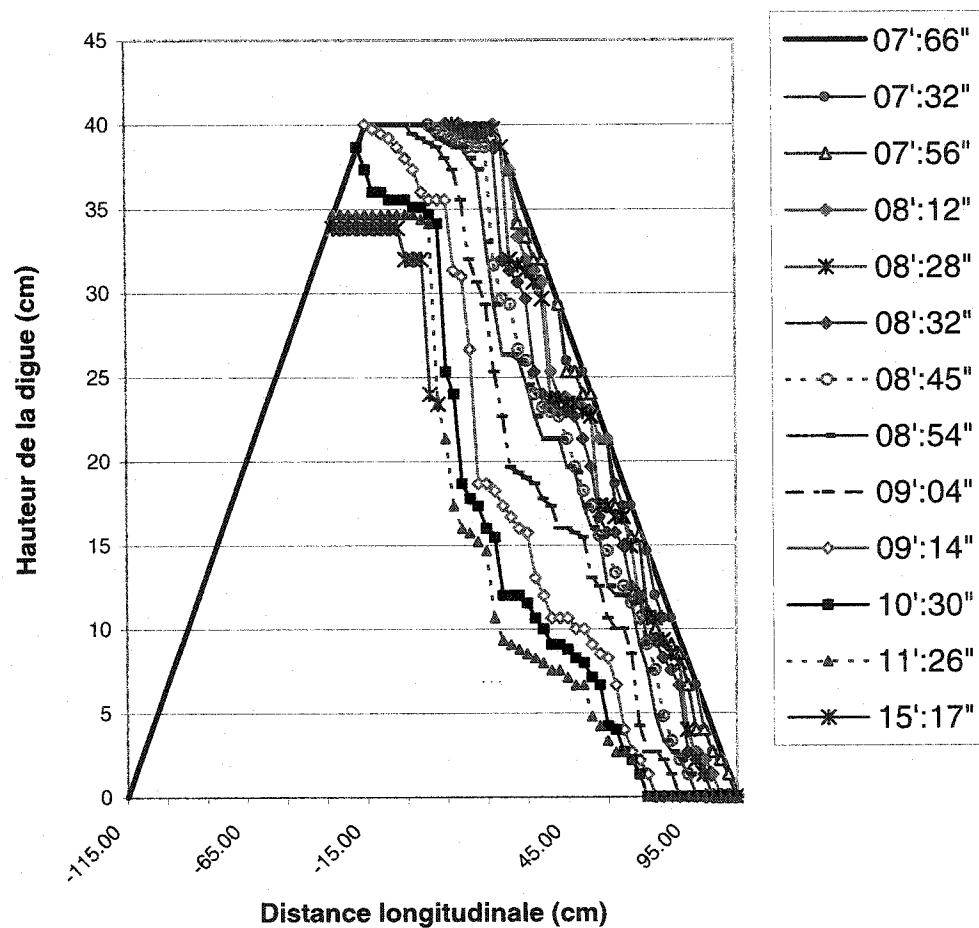


Figure 4.16 : Profils longitudinaux successifs de la brèche de la digue d'essai à différentes étapes de temps. (Durée de l'essai de 07':66'' à 15':17'').

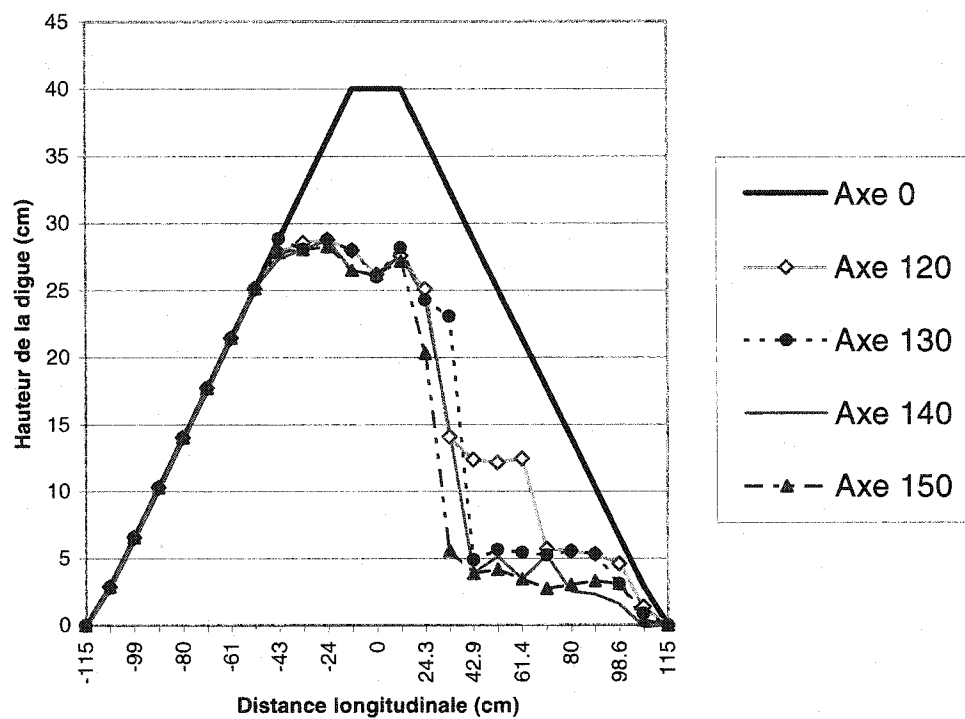


Figure 4.17 : Coupes longitudinales de la digue d'essai selon différents axes transversaux après 600 secondes.

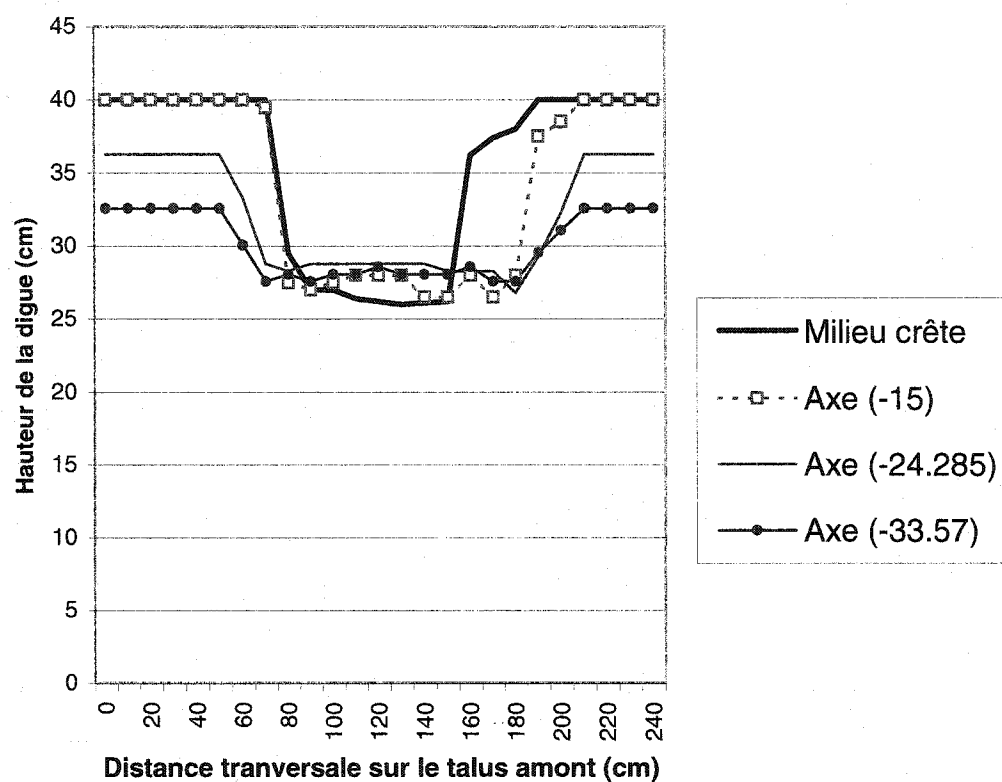


Figure 4.18 : Largeur de la brèche à différents axes du talus amont de la digue d'essai après 600 secondes.

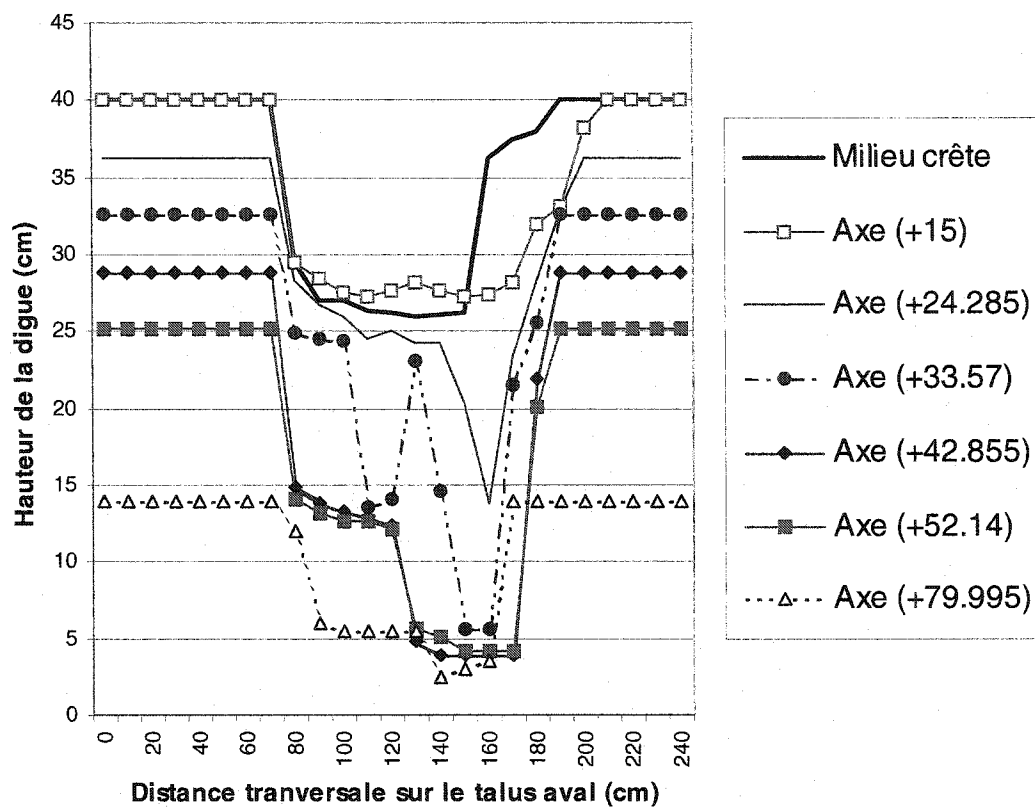


Figure 4.19 : Largeur de la brèche à différents axes du talus aval de la digue d'essai après 600 secondes.

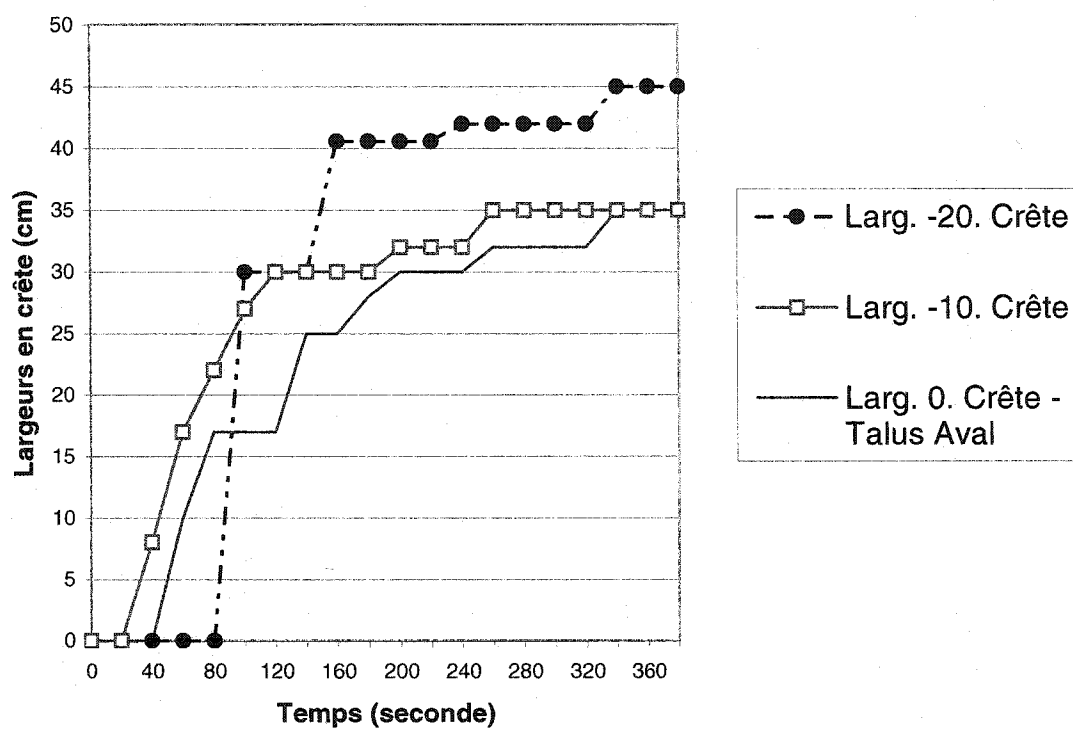


Figure 4.20 : Évolution dans le temps de la largeur de la brèche en crête de la digue d'essai.

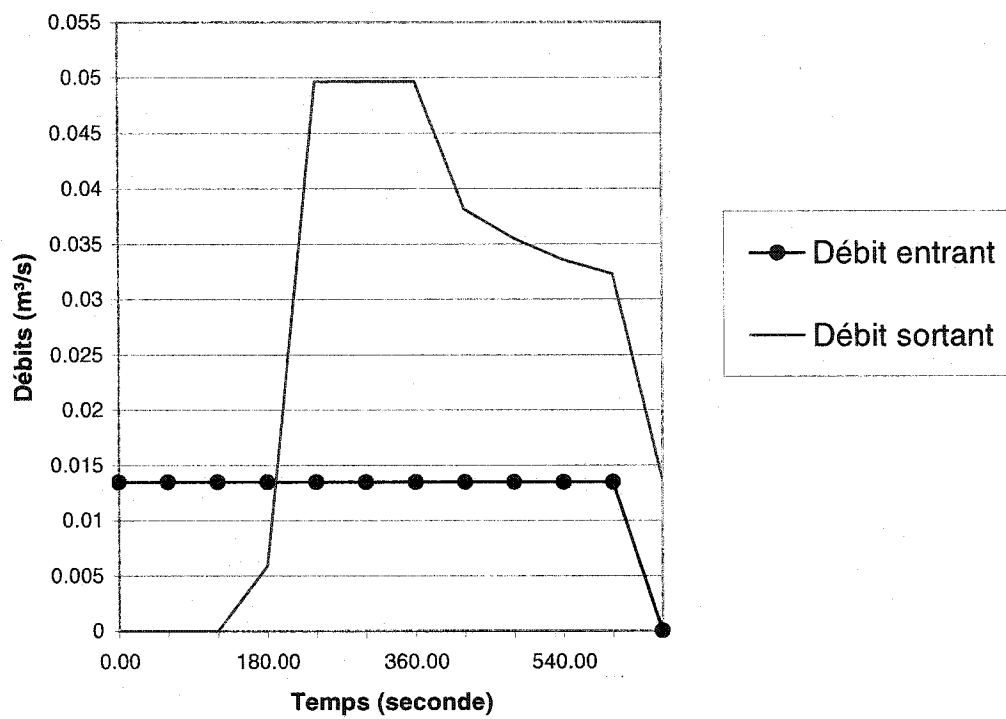


Figure 4.21 : Hydrogrammes d'entrée et de sortie de la brèche lors de l'essai sur la digue.

CHAPITRE V

UNE MODÉLISATION THÉORIQUE NOUVELLE DE LA RUPTURE PAR SUBMERSION D'UNE DIGUE EN TERRE ET SA VALIDATION

Abstract

This paper presents the numerical model EROBAR of formation breach in earth dam during a overtopping flow. The hydraulic for flow over earth dam is considered as the basic event for the comprehension of the formation process of breach. To this will add the mastery of the erosion mechanism and of widening of breach canal. As the formation process of breach in a earth dam is very complex the model EROBAR was the object of a wording in two steps to be coupled by the continuation. The first step draft of the hydraulic one flow, vertical erosion and longitudinal evolution of the profile of the dam. While the second step will formulate the widening of breach while basing itself on the instability of the slope. After coupling and validation of these two wordings, an application of the model EROBAR was done on the experimental dyke studied in the preceding authors papers and on homogenous earth fill dams with or without protection and on zoned dams.

5.1 Résumé

Le présent article traite du modèle numérique EROBAR de formation de brèche sur un barrage en terre durant un déversement de crue par-dessus ce dernier. L'hydraulique de l'écoulement par-dessus un barrage en terre est considérée comme la base même de la compréhension du processus de formation de brèche. À ceci s'ajoute la maîtrise du mécanisme d'érosion et d'élargissement du canal de brèche. Comme le processus de formation de brèche dans un barrage en terre est très complexe, le modèle EROBAR a fait l'objet d'une formulation en deux étapes qui ont été couplées par la suite. La première étape traite de l'hydraulique de l'écoulement, de l'érosion verticale et de l'évolution longitudinale du profil du barrage. La deuxième étape introduit l'élargissement de la brèche en se basant sur l'instabilité des joues de la brèche. Après le couplage et la validation de ces formulations, une application du modèle EROBAR a été faite sur une digue expérimentale, sur plusieurs barrages en terre homogènes avec ou sans protection et sur des digues zonées.

5.2 Introduction

Parmi les diverses causes de rupture de barrages en terre, les écoulements par débordement ou par infiltration (effet de renard) sont les plus craints et c'est la première qui est la plus fréquente. Cependant les brèches initiées par un effet de renard, se transforment après un temps court en une brèche de déversement quand la partie supérieure du canal s'écroule comme le montre la figure 5.1 (Johnson et Illes, 1976). Les processus de rupture et d'érosion de brèche sont très complexes et malgré les innombrables études déjà faites et les données recueillies, ils restent encore peu compris. Un modèle de simulation du processus d'érosion et de formation de la brèche serait donc utile. Dans cette étude nous mettons l'accent sur l'érosion et la formation de brèche due à un débordement sur une digue en terre.

Dans le passé, beaucoup de modèles de simulation de transport de sédiments ont été développés pour les écoulements en rivières (Simon et Senturk, 1977). Le processus physique d'érosion et de charriage de fond en rivière est cependant très différent des cas de rupture de barrage par débordement. Une des caractéristiques des cas de rupture de barrage est que nous faisons face à des pentes de talus beaucoup plus raides que celles des lits des rivières.

Parmi les modèles de simulation de ruptures de barrages développés, les uns fixent la taille de la brèche et le mode d'érosion et de creusement de son canal, alors que d'autres déterminent la forme comme une fonction du temps, des caractéristiques géotechniques et de stabilité et des conditions hydrauliques. Dans le passé, les auteurs (Zerrouk et Marche, 2001) ont regroupé dans un outil informatique nommé BRECHE, quatre modèles parmi les 22 recensés pour comparer leurs résultats avec celui du modèle paramétrique DAMBRK (Fread, 1984a). Les quatre méthodes et modèles numériques choisis étaient ceux de Cristofano (1965), Harris et Wagner (1967), BREACH (Fread, 1984b) et BEED (Singh et Scarlatos, 1989). L'une des conclusions en a été que les méthodes décrites plus haut n'ont pas donné de résultats satisfaisants sur le cas de

rupture documenté de la digue « Cut-away » (Canada). Les débits et les dimensions de la brèche étaient en général sous estimés ou surévalués sauf avec DAMBRK pour les débits et avec BREACH et BEED pour les largeurs en mode optimisé. Cependant pour ce qui est des temps de formation de brèche, la méthode d'Harris et Wagner en mode prédictif donne une valeur proche de celle observée. Ceci a amené les auteurs à entreprendre une étude au laboratoire sur des digues expérimentales dont une homogène en moraine. Son analyse, les résultats de son érosion et la formation de sa brèche ont fait l'objet d'un article (Zerrouk et Marche 2003).

Cette étude expérimentale a dévoilé certains aspects du processus d'érosion dont la difficulté d'évaluer le point où ce processus s'initie en fonction de la pente ou de l'état du talus aval de la digue. L'écoulement tendant à atteindre un état d'équilibre le long du talus aval, constitue ainsi des zones d'accélération et de ralentissement ayant pour résultat une distribution non uniforme de la contrainte de cisaillement le long de l'axe d'écoulement et forme donc un certain nombre de ressauts. Ces paliers d'érosion dans le talus aval créent des chutes d'eau ainsi qu'une érosion plus rapide et des affouillements à ces endroits. Pendant le déversement, les érosions ont lieu lorsque les grandes vitesses locales créent une sollicitation hydrodynamique (contrainte de cisaillement) qui excède la résistance du matériau composant la surface de la digue (contrainte de cisaillement critique).

Cette étude expérimentale nous a aussi montré l'importance de la zone de contrôle de l'écoulement et du profil de l'eau au droit de la crête. Le contrôle de l'écoulement se fait à la crête par la profondeur critique. Le but de cet article est de présenter un modèle mathématique tenant compte des remarques précédentes, et qui peut avec satisfaction simuler ou prédire l'érosion de surface d'une digue en terre et l'élargissement de la brèche sans avoir à imposer un mode de développement particulier. Le modèle est testé sur une digue expérimentale ainsi que sur des digues zonées de grandes dimensions.

5.3 Modèle d'érosion d'une digue en terre soumis à la submersion

La compréhension du mécanisme d'érosion et de formation de brèche lors d'une rupture de barrages en terre par débordement passe tout d'abord par la compréhension complète de l'écoulement d'eau par-dessus la digue. Instant par instant ce processus est le résultat de trois circonstances simultanées : la capacité de l'eau à former une brèche et à l'éroder, la résistance du matériau du barrage à être lavé par l'écoulement et enfin la résistance de la structure de la brèche aux déformations additionnelles. Le volume de l'eau stockée dans le réservoir et les caractéristiques géométriques du barrage sont des aspects importants à considérer dans le processus de rupture de barrage. Lorsque la crue déverse sur une digue, l'érosion de celle-ci commence au moment où les grandes vitesses locales par-dessus la digue créent une grande force d'érosion qui excède localement la résistance à la rupture de la digue. Sur une digue en terre la rupture n'est pas uniforme sur toute la longueur de celle-ci, parce que les surfaces les plus sollicitées ou les plus fragiles de la digue s'effondrent en premier ce qui aide l'écoulement à se concentrer sur les sections érodées.

Peu de temps après que l'érosion soit initiée, des discontinuités de surface apparaissent résultant de l'écoulement en cascade sur le talus aval. Ce phénomène a bien été observé lors de la formation de brèche que nous avons expérimentée en laboratoire. Après une première rupture de surface, l'érosion initiale peut commencer sur la crête, sur le coin aval de la crête, sur le talus aval ou sur le pied aval de la digue dépendamment de la configuration du barrage et du niveau d'eau en aval. L'écoulement le plus érosif aura lieu sur le talus aval où la vitesse d'écoulement et les contraintes de cisaillement sont les plus élevées. L'érosion s'initie en fonction du type de matériaux du talus aval, et les irrégularités de la crête ou de la face aval qui accélèrent l'érosion locale. Ce sont tous ces facteurs que le mécanisme de calcul proposé doit prendre en compte.

5.3.1 Méthodologie retenue

Le modèle numérique ERODAM est un outil informatique pour la prévision de la formation d'une brèche dans un barrage en terre lors de son débordement par une crue. Ce modèle est itératif et le résultat du couplage de trois modules. Le premier module étudie le comportement hydraulique de l'écoulement de déversement par-dessus la digue. Le deuxième module, reliant la contrainte de cisaillement de l'écoulement obtenue du premier module à la contrainte de cisaillement critique du sol dans les équations d'érosion de surface, permet de prédire le développement longitudinal du canal de brèche et son approfondissement vertical dans une section de largeur unitaire. Le troisième module détermine finalement l'élargissement de la brèche en tenant compte de l'angle de stabilité de ses joues.

À chaque pas de temps et en chaque section longitudinale le module fournit donc un débit d'eau et un taux d'érosion unitaire ainsi qu'une épaisseur de lame d'eau à chaque instant. Sans imposer une quelconque hypothèse géométrique de progression de la brèche, le modèle simule ainsi son développement et son approfondissement. La régression de la brèche vers l'amont en fonction de la section de contrôle qui évolue en fonction du temps peut alors être comparée aux observations expérimentales disponibles. Basé sur l'importance prioritaire accordée à cet aspect, ce modèle simple tente de reconstituer l'évolution longitudinale du chenal et son approfondissement. Dans cette perspective, le profil de la courbe de remous est subdivisé en deux parties : l'amont et l'aval à partir de la position de la section de contrôle qui est établie à chaque pas de temps.

Dans un premier temps et pour simplifier les simulations, le niveau d'eau dans le réservoir a été considéré comme étant constant ou donné à chaque pas de temps, ce qui correspond à la simulation d'une grande retenue.

5.3.2 Hydraulique de l'écoulement de déversement par-dessus une digue en terre

5.3.2.1 Modes d'écoulement

Comme il a été défini par Powledge et al. (1989), l'écoulement par-dessus une digue avec peu ou pas d'eau en aval passe par trois zones montrées à la figure 5.2.

Partant d'une charge statique en amont, la dynamique des écoulements va d'un réservoir calme à un état de vitesse fluvial par-dessus la portion amont de la crête de la digue et forme la zone d'érosion I. Dans cette première zone d'écoulement par-dessus la crête de la digue, les contraintes hydrauliques sont faibles. Quand bien même la profondeur d'écoulement serait assez grande, les vitesses d'écoulement sont petites et la pente d'énergie reste faible comme la force tractrice (cisaillement). Il ne peut y avoir d'érosion que si la crête du barrage est constituée de matériau hautement érodable.

La vitesse critique sur la crête et l'écoulement torrentiel de l'autre côté sur la portion restante de crête et le sommet du talus aval de la digue définissent la zone II. Cette zone d'écoulement par-dessus la crête du barrage en est une de transition. Le niveau d'énergie est identique à celui de la zone I mais l'accélération de l'eau peut être importante et augmente ainsi considérablement la contrainte tractrice. Même si les contraintes sont grandes, la distance sur laquelle celles ci agissent est très limitée à cause de la configuration de la crête du barrage et explique pourquoi l'érosion peut être prévisible au coin aval de la crête.

Enfin un écoulement torrentiel très turbulent et rapidement varié est observé sur la troisième zone de la digue. Les niveaux d'énergie y augmentent brusquement et considérablement lorsque l'écoulement progresse sur le talus aval du barrage. À cause de la pente raide, les vitesses augmentent rapidement ce qui induit des contraintes de cisaillement très importantes et garantit ainsi un grand potentiel d'érosion.

5.3.2.2 Vitesses d'écoulement

Les modèles d'écoulement par-dessus les remblais établis à partir des études de Kindsvater (1964) ont été classés en écoulement libre plongeant, écoulement libre de surface et écoulement submergé.

L'écoulement libre plongeant a lieu lorsque le jet plonge sous la surface de l'eau en aval, produisant ainsi un ressaut hydraulique submergé sur le talus aval. L'écoulement libre de surface a lieu lorsque le jet se sépare de la surface à partir de la chaussée jusqu'à l'accotement aval immédiat de celle-ci et « chevauche » la surface d'eau d'aval. L'écoulement submergé est quant à lui, toujours un écoulement de surface. C'est généralement l'écoulement plongeant qui cause le plus d'érosion au remblai.

L'examen des données de vitesse par Chen et Anderson (1987) dans leur étude expérimentale sur les écoulements par-dessus des remblais rigides, révèle que pour l'écoulement de surface, la vitesse au contact du talus aval serait en direction opposée (stations (4), (5) et (6) de la figure 5.3a). Sa grandeur serait relativement constante en bas du talus et généralement plus petite que la vitesse moyenne c'est-à-dire :

$$V_r = -0.15V_m \quad 5.1$$

où

V_r est la vitesse d'écoulement par-dessus la surface du talus aval,

V_m est la vitesse moyenne au bord supérieur du talus (station (2), figure 5.3a).

Pour l'écoulement plongeant avec niveau d'eau fixe à l'aval, la vitesse représentative V_r serait en général la moitié la vitesse moyenne (fig. 5.3b) soit :

$$V_r = 0.55V_{mr} \quad 5.2$$

où V_{mr} est la vitesse moyenne d'écoulement immédiatement en amont du ressaut hydraulique.

Cette même vitesse V_r pour l'écoulement plongeant avec peu ou pas d'eau d'aval, serait par contre la même que la vitesse moyenne d'écoulement le long du remblai donc :

$$V_r = V_i \quad 5.3$$

où V_i est la vitesse moyenne à un point (i) sur le remblai.

5.3.2.3 Contraintes

La contrainte de cisaillement locale peut être reliée à la vitesse locale par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{1}{8} f \rho V_r^2 \quad 5.4$$

où f est le coefficient de Darcy-Weisbach et ρ la densité de l'eau.

V_r est la vitesse de référence locale égale à la vitesse de profondeur moyenne par-dessus la crête et le talus amont ou égale à celle déterminée à partir des équations 5.1 ou 5.2 pour le talus aval.

5.3.2.4 Équation de débit pour l'écoulement de déversement sur une digue

La forme généralement acceptée pour le calcul du débit de surverse par-dessus un remblai en condition d'écoulement libre est :

$$q = C H_1^{3/2} \quad 5.5$$

où

q est le débit par unité de largeur,

C le coefficient de débit et H la charge totale au-dessus de la crête de la digue.

On utilise les données pour une surface lisse, (Bradley, 1973) présentées en figure 5.4. pour déterminer le coefficient de débit. Pour déterminer le débit d'écoulement de déversement par-dessus une digue, il faut entrer dans la courbe B (fig. 5.4) avec H_1/W et obtenir ainsi le coefficient (C) de débit de l'écoulement libre. Si la valeur de H_1/W devient inférieure à 0,15, il est suggéré d'utiliser la courbe A de la même figure. Si la submergence est présente (c'est-à-dire, si t/H_1 est plus grand que 0,76), la courbe C considérant la valeur de submergence en pourcentage permet de trouver le facteur de submergence (C_s/C). Le débit résultant est obtenu en substituant ces valeurs dans l'expression :

$$Q = C L H_1^{3/2} (C_s / C) \quad 5.6$$

où

Q est le débit total d'eau pour une largeur de brèche L ,

C et C_s respectivement les coefficients de débit pour un écoulement libre et un écoulement submergé.

La hauteur H_1 totale amont mesurée par-dessus la crête de la digue est calculée comme suit :

$$H_1 = h + v_1^2 / 2g \quad 5.7$$

où v_1 et la vitesse d'écoulement, g l'accélération gravitaire et h la profondeur de l'écoulement de l'eau.

La profondeur critique y_c est obtenue par :

$$y_c = (q^2 / g)^{1/3} \quad 5.8$$

La pente critique S_c est donnée par

$$S_c = g n^2 / 2,22 y_c^{1/3} \quad 5.9$$

où n est le coefficient de rugosité de Manning

Une fois la pente critique obtenue nous la comparons à la pente du lit du canal de brèche (méthode de *point simple* de Chow) en partant de la section amont et nous déterminons ainsi la section de contrôle I_c où $S_1 = S_c$.

Nous utilisons ensuite deux discrétisations distinctes des équations d'énergie.

Pour l'amont de la section critique ce sera :

$$h_1 = h_2 + 1/2g (v_1 + v_2)(v_2 - v_1) + \Delta x / 2 (Sf_1 + Sf_2) \quad 5.10$$

Pour l'aval de la section critique ce sera :

$$h_2 = h_1 + 1/2g (v_1 + v_2)(v_1 - v_2) - \Delta x / 2 (Sf_1 + Sf_2) \quad 5.11$$

où

h est la hauteur d'eau, v la vitesse moyenne,

Δx est l'incrément spatial,

S_f est la pente de frottement et 1 et 2 les indices des sections amont et aval.

5.3.3 Paramètres et équations gouvernant l'érosion de la digue en terre

Lors d'un débordement sur tout un segment de digue, l'érosion est plus faible aux extrémités qu'au centre parce que le débit spécifique est plus élevé au milieu, et crée donc une vitesse et une contrainte d'érosion plus fortes. L'initiation du processus se fait sur une zone de fragilité à la crête. Une première largeur au point de fragilité est utilisée pour les calculs par tranches unitaires successives. La courbe de remous résulte essentiellement d'un calcul unidimensionnel section par section. L'approfondissement du fond de la brèche augmente ainsi la hauteur des joues, ce qui diminue leur stabilité.

Ces deux processus d'érosion sont directement liés aux propriétés du matériau, à la géométrie de la brèche et aux caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. Il est important de faire remarquer que les pressions interstitielles et leurs rôles dans la stabilité des joues de la brèche ne sont pas pris en considération à ce stade de la recherche.

La contrainte de cisaillement critique (τ_c) (souvent appelée contrainte de cisaillement permmissible) est définie comme la contrainte à laquelle le détachement et le transport des particules de sol (i.e. érosion) sont imminents. Pour des matériaux non cohésifs la contrainte de cisaillement critique est déterminée par l'équation suivante de Gessler (1971) :

$$\tau_c = 0,05 (\gamma_s - \gamma) d_{50} \quad 5.12$$

où

d_{50} est la taille moyenne des particules du matériau,

γ_s et γ sont respectivement les poids spécifiques du sol et de l'eau.

Cette équation est valide pour des nombres de Reynolds supérieurs à 70.

Pour les sols plus cohésifs, la relation de Smerdon et Beasley (1959a, 1959b), développée à partir de tests effectués sur des sols non compactés et reliant ainsi la contrainte critique à l'indice de plasticité (PI), est formulée comme suit :

$$\tau_c = 0,0034 (PI)^{0,84} \quad 5.13$$

Mais les sols utilisés pour la construction de digues en terre sont normalement compactés et une autre relation pour les sols argileux bien compactés a été publiée à partir des travaux de Mc. Whorter et al. (1968) :

$$\tau_c = 0,019 (PI)^{0,58} \quad 5.14$$

Cette dernière équation donne des valeurs de contrainte de cisaillement critique compatibles avec celles recommandées par Chow (1959). Cependant, ces valeurs sont beaucoup plus grandes que celles fournies par l'équation 5.13 et indiquent comment le compactage augmente la résistance du sol à l'érosion.

Un grand nombre d'équations (Ariathurai et al. (1978), Chee (1978), Schneider et al. (1980), Wiggert et Contractor (1969) et Cristofano (1965) ont été développées pour l'estimation de l'érosion d'un remblai. Ces équations ont été dérivées principalement d'approximations empiriques et de données de laboratoire. La formule

de type Duboys proposée par Agricultural Research Laboratory semble prometteuse et a été retenue pour calculer le taux (q_s) d'arrachement par unité de surface :

$$q_s = k (\tau - \tau_c)^a \quad 5.15$$

où τ et τ_c sont respectivement la contrainte de cisaillement locale effective basée sur les conditions hydrauliques et la contrainte de cisaillement critique du sol. k et a sont respectivement le coefficient et l'exposant empiriques dépendant des propriétés du sol et sont déterminés expérimentalement.

Sur la base d'analyses régressives des données de laboratoire sur deux types de sol testés par Chen et al. (1986) et des sols non cohésifs testés par Mc. Whorter et al. (1968) les équations suivantes ont été développées. Pour les remblais faits de sols hautement cohésifs tels que des argiles ($PI \geq 10$), $k = 0,000086$ et $a = 0,91$. Alors que pour les remblais faits de sols peu cohésifs ($1 \leq PI \leq 5$), $k = 0,00022$ et $a = 0,43$. Cependant pour les remblais faits de sols non cohésifs comme des sables et graviers, $k = 0,00324$ et $a = 1,30$.

Finalement, la profondeur d'érosion Δz à chaque section du canal de brèche de la digue durant un pas de temps donné est déterminée par l'équation suivante :

$$\Delta z = q_s \Delta t \quad 5.16$$

où Δz est l'érosion du lit durant le pas de temps Δt .

Lorsque chaque profondeur d'érosion Δz à toutes les sections est établie, le nouveau profil du lit du canal de brèche est déterminé par cumul et donne la nouvelle hauteur du lit par rapport au repère de référence.

5.4 Fonctionnement du modèle EROBAR

Le modèle de la digue en terre est divisé en sections de calcul et les coordonnées horizontales (X) et vertical (Z) de chaque point de son profil longitudinal sont entrées. Pour chaque couche de matériau composant cette digue, il y a lieu d'entrer son épaisseur, sa contrainte critique et son coefficient de rugosité de Manning, pour que le taux d'érosion puisse être calculé à partir de chaque équation correspondante. Le modèle offre la possibilité de considérer une digue en terre homogène ou non et avec ou sans protection des talus. Lorsqu'une couche de matériau est érodée, la contrainte critique et le (n) de Manning pour la couche immédiatement plus basse sont utilisés pour le pas de calcul suivant.

Le modèle EROBAR dans sa version actuelle considère la hauteur d'eau amont dans le réservoir et celle en aval au pied de la digue comme étant connues à chaque pas de temps à partir de calculs annexes.

Les conditions d'écoulement par-dessus la crête de la digue créent une section critique. De la profondeur critique Y_c , connue à chaque pas de temps, le module calcule section par section la courbe de remous en remontant vers l'amont pour la partie crête et en descendant vers l'aval pour la partie du talus aval. La pente critique est identifiée et comparée à celle de chaque section de la digue. Si la section considérée atteint la pente critique, elle devient le point de contrôle qui va séparer ce qui se passe en amont, de ce qui se passe en aval. Les deux sont découplées et on recommence le calcul. Le nombre de Froude est égal à un pour l'écoulement critique et plus petit ou plus grand que l'unité

pour l'écoulement fluvial et torrentiel respectivement. Ainsi obtient-on la courbe de remous de l'écoulement et la ligne d'énergie le long du profil de la digue.

Les contraintes de cisaillement exercées par l'écoulement de l'eau sont calculées à chaque section et à chaque pas de temps. Si ces contraintes de cisaillement excèdent les contraintes de cisaillement critiques des matériaux de crête et des talus, il y a érosion et le taux d'érosion est déterminé en se basant sur le taux de transport de sédiments pour les différents types de sol utilisés. La modification de la pente du canal de brèche est alors estimée à chaque pas de temps en fonction de l'évolution de l'érosion et un nouveau profil du lit du canal est établi.

À chaque pas de temps après l'approfondissement vertical de la brèche, les pentes des joues de la brèche sont ajustées à l'angle de stabilité fixé au préalable en fonction du matériau de la digue. Ceci permet de garder une largeur au fond constante et une largeur au sommet évolutive comme montré en figure 5.5. Une nouvelle géométrie de brèche est définie à chaque pas de temps et à chaque section de la digue. Dans notre étude nous considérons trois cas. Le premier est de retenir un angle de stabilité des joues de la brèche de 90° et une largeur de fond constante, ainsi la brèche conserve une forme rectangulaire. Dans le deuxième cas avec la même largeur constante et un angle de stabilité inférieur à 90° , nous obtenons une forme de brèche trapézoïdale. Dans le dernier cas avec un angle inférieur à 90° et une largeur de fond nulle, la brèche est triangulaire. La formule qui est utilisée pour le calcul de la largeur au sommet de la brèche est la suivante :

$$B_t = b_0 + \frac{2h_b}{\tan \gamma_1} \quad 5.17$$

où

B_t et b_0 sont respectivement les largeurs au sommet et au fond de la brèche,

γ_1 angle de stabilité des joues de la brèche

h_b est la profondeur de la brèche $h_b = H_d - Z_{br}$ H_d est la hauteur du barrage et Z_{br} l'élévation du fond de la brèche.

Pour déterminer le niveau d'eau dans le réservoir, l'équation de continuité, la relation élévation-stockage et les équations de débit-élévation dans leur ensemble sont utilisées via un schéma d'itération de Newton-Raphson.

5.5 Résultats des simulations obtenus par EROBAR

Pour valider le modèle EROBAR, nous avons effectué des comparaisons précises avec les tests disponibles sur une digue de revanche expérimentale homogène en moraine qui a fait l'objet d'une étude au laboratoire (Zerrouk et Marche, 2003). Puis une grande partie de la validation complémentaire a été faite sur une digue hypothétique en moraine et plusieurs variantes. Cette digue hypothétique est environ 100 fois plus grande que la digue expérimentale. Les variantes considérées sont celles d'une digue homogène en moraine, d'une digue zonée avec un drain vertical en sable ou un noyau en argile et d'une digue avec protection en riprap ou en argile. Les digues ainsi considérées ont été divisées longitudinalement en 24 sections égales.

Les caractéristiques géométriques de la digue expérimentale et celles communes aux digues hypothétiques figurent dans le tableau 5.1.

Tout d'abord la convergence du procédé de calcul retenu dans le modèle EROBAR a été vérifiée en simulant la rupture de la digue expérimentale avec des pas de temps de 0,0166 h dans un cas et 0,83 h dans l'autre. Les résultats obtenus dans les deux cas sont parfaitement identiques aussi bien pour les profils d'érosion que pour l'évolution de la section de contrôle dans le temps.

Dans la première étape de validation, quatre tests ont été simulés sur des digues homogènes en moraine, deux sur la digue expérimentale et deux autres sur une digue hypothétique. Les caractéristiques géotechniques utilisées pour ces tests sont données dans le tableau 5.2.

Comme l'indique le tableau 5.2, dans les tests (1) et (3), les paramètres géotechniques utilisés sont ceux d'un matériau non cohésif alors que ceux utilisés dans les tests 2 et 4 sont pour un matériau faiblement cohésif.

Durant le test (1) (fig. 5.6), les observations ont montré que l'écoulement sur la digue expérimentale est à surface libre au début du débordement, et qu'il devient très rapidement plongeant. Ceci a pour effet de creuser la base du talus aval en régression vers l'amont de la digue tout en laissant une grande partie du talus aval en place. Après 0,53 h de débordement, le profil du canal de brèche devient vertical au niveau de la section 14 d'où un ralentissement de son érosion jusqu'à 1,328 h. Par contre l'érosion horizontale s'accroît et se concentre sur la crête de la digue pour l'abaisser à une hauteur de 0,317 m à la fin de la simulation soit 1,66 h après le débordement. Le profil d'érosion évolue vers l'amont pour atteindre à la fin de la simulation le talus amont au niveau de la section 11. La partie inférieure du talus aval qui semble résister à l'érosion, est dans la réalité érodée et évacuée par l'effet de sapes et d'instabilité du bloc. A la fin de la simulation pour la deuxième fois nous observons un canal vertical le long de la section 13 du talus amont de la digue.

Dans le test (2) le matériau considéré est faiblement cohésif (tableau 5.2). La figure 5.7, nous montre que l'écoulement est contrôlé jusqu'à la fin de la simulation par la section critique située à l'extrémité aval de la crête (section 14) et force ainsi l'écoulement à plonger sur le talus aval. L'érosion est concentrée sur les deux tiers supérieurs du talus aval, le troisième tiers à la base de celui-ci n'est pas érodé du tout. Cette particularité est due à l'effet de l'écoulement plongeant qui se jette sur le talus aval de la digue. À la fin de la simulation soit 1,66 heures après le début du

débordement, le bief aval de la digue est grugé par l'érosion régressive créant ainsi une sorte de poche dans la digue. Si l'érosion n'affecte pas le dernier tiers de la base du talus, nous pensons que c'est parce que l'érosion est étudiée par un modèle unidimensionnel. Cependant dans la réalité quand cela arrive si l'érosion verticale est ralentie voir arrêtée, l'érosion latérale s'accroîtra en suivant un chemin préférentiel ce qui grugera les flans du canal de brèche. Ce phénomène a été souvent observé in situ et sur des essais en laboratoire (Zerrouk et Marche 2003). Ceci explique bien l'effet de sape sous les joues du canal de brèche et leur érosion latérale ce qui provoque leur instabilité et leur effondrement.

Dans le test (3) et (4) nous appliquons le modèle EROBAR à la digue hypothétique de 37,0 m de hauteur supposée constituée de la même moraine que celle de la digue expérimentale des tests précédents.

Les calculs montrent dans le test (3) une érosion extrêmement rapide de la digue, de même que l'évolution de la section critique. Dès les premiers pas de temps, tout le bief aval de la digue est érodé, alors que la crête résiste quelque peu. Après cette étape l'érosion se fait rapidement et uniformément dans le sens vertical et horizontal sur tout le profil du barrage. Au temps $T = 6,64$ h, la section de contrôle a déjà rejoint le talus amont. Dans le cas présent, l'érosion en palier est très présente comme la montre la figure 5.8. La digue est totalement érodée en environ 10 heures.

Dans le test (4), comme la digue est constituée de matériau plus cohésif l'érosion est moins brutale que dans le cas précédent à cause des faibles taux d'érosion. Durant 4,98 h, l'érosion se fait d'une façon uniforme et parallèle à la crête et au talus aval. Au temps $T = 14,94$ h, le talus amont est entamé par l'érosion, en même temps que la crête s'approfondit horizontalement et que le talus aval s'érode verticalement. L'effet de palier est très marqué dans le cas présent. Il est à noter que la section de contrôle progresse moins rapidement vers l'amont, influençant ainsi le profil et le mode

d'érosion de la digue, comme montré en figure 5.9. La digue est complètement érodée en 116,2 heures.

Les quatre simulations précédentes nous montrent bien que la contrainte de cisaillement critique et la formule de calcul du taux d'érosion influent énormément sur le processus d'érosion pris en compte dans le calcul. On observe aussi que pour un matériau plus résistant, l'érosion de la crête est quelque peu ralentie et comme la section critique se maintient plus longtemps au même endroit, l'écoulement demeure concentré sur le talus aval pendant un plus longtemps.

La deuxième étape de validation du modèle EROBAR consiste à étudier son application sur une digue zonée de 37,0 m de hauteur. Le premier test (5) simule un ouvrage avec noyau d'argile de 0,37 m de largeur et se situant à 0,37 m sous la crête, ainsi qu'une variante où il se situe à 0,74 m. Le test 6 s'applique à une digue zonée avec un drain en cheminée et un tapis drainant en sable. Les caractéristiques géotechniques utilisées dans ces deux tests sont données dans le tableau 5.3. Le corps du barrage est en moraine avec les paramètres appliqués au matériau faiblement cohésif des tests 3 et 4.

Dans le test (5) sur une digue avec noyau d'argile, ce dernier a eu pour effet de ralentir l'érosion dans le corps de la digue. Avec une équation de calcul du taux d'érosion appliquée à un matériau hautement cohésif le noyau s'érode très lentement. Le noyau n'est entamé qu'après 16,66 heures de débordement de la digue. L'approfondissement de l'érosion de la partie amont du corps de la digue se fait le long de la face amont du noyau (fig. 5.10). La forme des profils d'érosion évolue différemment de celles observées pour les digues homogènes étudiées précédemment.

Dans le test (6), cas d'une digue avec drain et tapis en sable, nous avons utilisé pour ce dernier une équation de calcul du taux d'érosion préconisée pour des matériaux non cohésifs. Sur la figure 5.11, nous voyons que les profils d'érosion sont très prononcés en bas de la digue dans la zone du filtre. Contrairement à la digue zonée avec noyau d'argile, l'érosion est accélérée à l'approche de la région du drain en cheminée.

Le processus d'érosion de cette partie du corps de la digue est à tel point rapide que le drain au complet est érodé en 3,32 heures de temps.

Ce que montrent les deux tests précédents, c'est que dans le cas d'une digue zonée avec un drain, c'est le corps de la digue qui ralentie l'érosion du drain contrairement au cas d'une digue zonée où c'est le noyau d'argile qui ralentie l'érosion du corps de la digue. Du point de vue de la rupture de la digue, nous notons l'effet positif du noyau d'argile et celui négatif du filtre dans le processus de ralentissement ou d'accélération de l'érosion de la digue lors d'un débordement. Le modèle EROBAR est apte à tenir compte de ces particularités pour simuler des digues composées de plusieurs matériaux.

La troisième étape de la validation du modèle EROBAR consistait à reproduire une digue munie d'une protection partielle sur le talus aval ou totale sur tout le corps du barrage. Les paramètres géotechniques des protections sont donnés dans le tableau 5.4.

Le test (7) consiste à simuler une digue homogène en moraine munie d'une protection du talus aval en gazon. L'épaisseur du gazon est de 0,15 m dans le premier cas et de 0,305 m dans le deuxième cas. Les seize premiers pas de temps sont de 0,10 heure. Ils permettent de mieux observer l'érosion de la protection en gazon. À partir du temps 1,66 heures, le pas de temps redevient de 1,66 heures. La figure 5.12 montre que l'érosion met 0,5 heure pour éroder tout le gazon du talus aval. Après ce temps l'érosion est moins rapide que dans le cas d'une digue homogène (Test 4). La section critique évolue vers l'amont et passe de la section 14 à la section 12 en 26,56 heures. Alors que l'érosion horizontale de la crête est modérée, celle du talus est plus rapide. L'érosion du reste du corps de la digue se fait alors d'une manière presque identique à celle observée sur la digue du test 4. Dans un deuxième cas où l'épaisseur du gazon était de 0,305 m, l'érosion totale de la couche protectrice du talus a été retardée à 0,5 heure.

Les deux tests montrent qu'une protection en gazon du talus aval a un effet relativement ralentisseur de l'érosion. La protection en gazon du parement aval même si

elle ne peut assurer une protection totale de longue durée de la digue lors d'un débordement peut cependant ralentir son érosion. Ce type de protection est d'ailleurs utilisé pour protéger le talus aval de l'érosion due aux pluies et aux ruissellements qui en découlent mais non contre un débordement de crue.

Les tests (8) et (9) qui suivent simulent par contre une digue en moraine protégée par une carapace sur toute sa section; elle peut être en riprap ou en argile compacté.

Dans le test 8 nous simulons la digue comportant une carapace en riprap constituée de blocs de 0,70 m, avec dans un premier cas, une épaisseur de 3,70 m sur tout son profil et un deuxième cas où la partie sous la crête aura une épaisseur double soit 7,40 m. Les paramètres de ce riprap sont évidemment ceux d'un matériau non cohésif comme mentionné dans le tableau 5.4. Comme le montre la figure 5.13, relative au premier cas, la section de contrôle reste fixe à l'extrémité aval de la crête (section 14) de la digue. Si la crête ne s'érode pas, le profil du talus aval va évoluer en rotation autour de la section critique jusqu'à atteindre une position verticale à la section 14. Ceci s'explique par le fait que la section de contrôle qui reste figée en une section, impose un écoulement plongeant, qui lui va créer un canal de brèche vertical à la fin de la simulation. Arrivée à cette étape, l'eau va s'écouler comme dans une chute d'eau et ne touchera pas ainsi le corps de la digue. Après 41,5 heures de simulation, l'érosion de la partie aval du corps de la digue est totale et l'érosion est complètement arrêtée. En augmentant l'épaisseur sous la crête de la carapace à 7,40 m, nous obtenons les mêmes résultats, la crête ne s'érodant pas.

Dans le dernier test (9) présenté, nous avons considéré dans un premier cas, une carapace en argile compacté d'une épaisseur uniforme de 3,70 m sur toute la digue et dans un deuxième cas une épaisseur de 7,40 m sous la crête. Les paramètres géotechniques de l'argile sont mentionnés dans le tableau 5.4.

Dans le premier cas la carapace d'argile s'érode moins rapidement que celle en riprap. L'érosion est parallèle au talus aval jusqu'à ce qu'elle atteigne le corps de la

digue en moraine à 9,96 heures. Contrairement aux tests précédents, la section de contrôle évolue très rapidement vers le talus amont. Il en résulte ainsi un écoulement à surface libre qui engendre une érosion par palier sous la crête comme le montre la figure 5.14. L'érosion se fait sur tout le profil en long de la digue. La partie aval de la carapace est presque complètement érodée en 9,96 heures du début du débordement et ce n'est qu'à partir de cet instant que l'aval du corps interne de la digue est entamé. La protection de la crête ne sera totalement érodée qu'à partir de 41,50 heures et c'est à ce moment là que commence l'érosion de la partie haute du corps de la digue. La carapace protectrice du talus amont freine considérablement son érosion. Au temps $T = 136.12h$, la section de contrôle se trouve en section 10, la digue n'est pas encore complètement érodée, son talus amont avec sa carapace d'argile n'est entamé qu'à la moitié de sa hauteur (fig. 5.14). Dans le deuxième cas du test (9), si le début du processus d'érosion est identique à celui du premier cas, jusqu'au temps $T = 41,50 h$, l'érosion est quelque peu retardée surtout sous la crête de la digue là où l'épaisseur de la carapace est de 7,40 m. Par la suite en fin de simulation, les profils d'érosion du corps de la digue et leurs sections de contrôle évoluent presque de la même manière.

Nous pouvons conclure de ce qui précède qu'une carapace en riprap joue un rôle plus ralentisseur de l'érosion que celle en argile. Une augmentation de l'épaisseur de la carapace en argile de la digue augmenterait le temps de rupture de la digue, mais ce n'est le cas pour une carapace en riprap.

Le module d'élargissement de brèche permet alors d'évaluer les hydrogrammes de rupture correspondant selon trois formes de brèche, rectangulaire, trapézoïdale et triangulaire. Nous considérons dans ce test une largeur de fond de 44 m et un angle des joues de 90° pour la brèche rectangulaire et 30° pour les brèches triangulaire et trapézoïdale. En se basant sur les données du test 4, les débits sortants des trois formes de brèches obtenus au test (10), sont montrés à la figure 5.15. Nous observons que le débit total de la brèche de forme trapézoïdale est toujours supérieur à ceux des autres formes du début jusqu'à la fin. Cependant si au début du débordement de la digue, le

débit de la brèche triangulaire est supérieur à celui de la forme rectangulaire, à la fin c'est l'inverse qui se produit. À 68,06 heures pour la brèche triangulaire et à 69,72 heures pour la brèche rectangulaire leur débit respectif est le même soit $6993 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.6 Conclusions

Dans cet article, nous avons résumé une formulation et une résolution nouvelle du problème de l'érosion de la crête d'une digue subissant un déversement. La résolution des équations hydrauliques est découplée de celle des équations de l'érosion et permet de considérer le laminage des apports dans le réservoir amont.

Le module hydraulique du modèle EROBAR reflète bien l'évolution libre de l'érosion longitudinale du canal de brèche sans qu'aucune hypothèse de progression géométrique ne soit imposée. L'évolution de la section de contrôle et son influence sur l'écoulement par-dessus la crête de la digue et son talus aval permettent d'obtenir comme il a été observé au laboratoire, différents profils d'érosion en fonction du temps. Le ressaut hydraulique sur le talus aval est quant à lui très important en particulier dans les premiers instants du déversement pour situer les premières zones d'érosion. Il confirme le rôle particulier que joue le contrôle de l'écoulement à la brèche pour initier l'endroit de démarrage de celle-ci, le type de développement du sillon et son profil longitudinal. Il montre que le profil longitudinal de brèche évolue irrégulièrement en fonction de l'érosion régressive à laquelle on assiste le long du parement aval.

La formulation permet de prévoir le comportement d'un ouvrage homogène ou constitué de couches différentes. Les tests effectués montrent que le modèle peut prendre en compte et réagir logiquement à une augmentation de la compaction des matériaux et à la présence de couches protectrices ou drainantes.

Les travaux en cours permettront de comparer les résultats de calcul à d'autres tests réalisés sur des digues en vraie grandeur et dans des matériaux de cohésion variable.

Le développement théorique se poursuit actuellement vers l'introduction de l'évaluation des pressions interstitielles dans les couches superficielles de l'ouvrage en contact avec la nappe déversante.

5.7 Références

- ARIATHURAI, R., et ARULANANDAN, K. (1978). Erosion Rates of Cohesive Soils. Journal of the hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, **104** : 279-283.
- BRADLEY, J. N. (1973). Hydraulics of Bridge Waterways. Hydraulic Design Series 1. FHWA, U. S. Department of transportation.
- CHEE, S. P. (1978). Design of Erodible Dams. Proc., International Conference of Water Resources Engineering, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, **1** : 105-113.
- CHEN, Y. H. et ANDERSON, A. A. (1987). Methodology for Estimating Embankment damage Caused by Flood Overtopping. Transportation Research Record 1151. Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C.
- CHEN, Y. H. et COTTON, G. K. (1986). Design of Roadside Channels with Flexible Linings. Hydraulic Engineering. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation. Circular **15**.
- CHOW, V. T. (1959). Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book Company, New York.
- CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams. Engineering and Research Center, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver, CO. Unpublished memorandum.
- FREAD, D. L. (1984). DAMBRK : The NWS Dam Break Flood Forecasting Model. Report, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA.
- FREAD, D. L. (1984b). BREACH : A Breach Erosion Model for Earthen DAMS. Report, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA.
- GESSLER, J. (1971). Beginning and Ceasing of sediment Motion. In River Mechanics, Chapter 7, edited and published by H. W. Shen, Fort Collins. Colorado.
- HARRIS, G. W. et WAGNER, D. A. (1967). Outflow from Breached Earth Dams. Thèse de baccalauréat ès Science, Department of Civil Engineering, University of Utah, Salt Lake City, Utah.
- JOHNSON, F. A. et ILLES, P. (1976). Classification of Dam Failures. Water Power and Construction, **28** (12) : 43-45.

KINDSVATER, C. E. (1964). Discharge Characteristics of Embankment-Shaped Weirs. USGS Water-Supply. Studies of Flow Water Over Weirs and Dams, U. S. Geological Survey. Paper 1617-A.

MC WHORTER, J. C., CARPENTER, T. G., et CLARK, R. N. (1968). Erosion Control Criteria For Drainage Channels. Mississippi State Highway Department, Jackson; FHWA, U.S. Department Of Transportation; Agricultural Experiment Station, Mississippi State University, State College.

POWLEDGE, G. R., RALSTON, D. C., MILLER, P., CHEN, Y. H., CLOPPER, P. E. et TEMPLE, D. M. (1989). Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I: Research Activities. II: Hydraulic and Design Constructions. Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers **115** : 1040-1075.

SCHNEIDER, V. R. et WILSON, K. V. (1980). Hydraulic Design of Bridges with Risk Analysis. U. S. Geological Survey. Office of Development, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation. Report FHWA-TS-80-226, FHWA HDV-21.

SIMONS, D. B. et SENTURK, F. (1977). Sediment Transport Technology. Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1989). BEED model. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg. Mississippi, USA. Paper EL-79-6.

SMERDON, E. T. et BEASLEY, R. P. (1959a). Relation Of Compaction and Other Soil Properties to Erosion Resistance of Soils. Transactions, American Society of Civil Engineers, **8**.

SMERDON, E. T. et BEASLEY, R. P. (1959b). The Tractive Force Theory Applied to Stability of Open Channels in Cohesive Soils. Agriculture Experiment Station, College of Agriculture, University of Missouri, Columbia. Research Bulletin **715**.

WIGGERT, J. M. et CONTRACTOR, D. N. (1969). A Methodology for Estimating Embankment Failure. An unpublished paper presented to Water Resources Engineers, Inc., Springfield, VA, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA 24060.

ZERROUK, N. E. et MARCHE, C. (2001). Les Prévisions des Brèches de Rupture de Barrages en Terre Restent Difficiles. Revue Canadienne de Génie Civil, **28** : 120-132.

Zerrouk, N.E. et Marche, C. 2003. Présentation et discussion d'une contribution expérimentale à l'étude de l'érosion d'une digue par submersion. Soumis pour publication dans la Revue des Sciences de l'Eau. INRS-EAU, Québec / France.

Tableau 5.1 : Caractéristiques des digues expérimentale et hypothétique.

Caractéristiques	Digue Expérimentale	Digue Hypothétique
Hauteur de la digue (m) ^a	0,37	37,0
Longueur longitudinale de la digue (m)	2,30	230
Largeur du profil de crête (m)	0,30	30
Pente des talus 1V : 1H	1 : 2,5	1 : 2,5
Niveau d'eau amont (m)	0,44	44,0
Densité de l'eau	1,94	1,94
Nombre de pas temps	100	100
Pas de temps (heure)	0,0166	1,66

^a La hauteur réelle de la digue est diminuée de la profondeur d'initiation de la brèche. Cette profondeur est de 0,03 m pour la digue expérimentale et de 0,30 m pour la digue hypothétique.

Tableau 5.2 : Données d'entrée des Tests 1 et 2 sur la digue expérimentale et des Tests 3 et 4 sur la digue hypothétique.

Caractéristiques	Test 1	Test 2	Remarques
	Test 3	Test 4	
Coefficient n de Manning	0,015	0,015	
Contrainte critique τ_c (N/m ²)	0,000067	0,001044	
Coefficient k ^b	0,003240	0,000220	
Exposant a ^b	1,300	0,43	
Type de digue	Homogène	Homogène	
Type de matériau	Non cohésif	Peu cohésif	Moraine

^b **k** et **a** sont des coefficients empiriques $q_s = k (\tau_0 - \tau_c)^a$ pour le calcul du taux d'érosion. Ils dépendent des propriétés des matériaux

Tableau 5.3 : Données d'entrée des Tests 5 et 6 sur des digues hypothétiques zonées.

Caractéristiques	Test 5	Test 6
Contrainte critique τ_c (N/m ²)	0,00063	0,00081
Coefficient n de Manning	0,015	0,015
Coefficient k ^b	0,0000860	0,000220
Exposant a ^b	0,91	0,43
Type de digue	Zonée	Zonée
Type de matériau	Noyau - Argile	Filtre - Sable

^b **k** et **a** sont des coefficients empiriques de l'équation $q_s = k (\tau_0 - \tau_c)^a$ pour le calcul du taux d'érosion par unité de surface. Ils dépendent des propriétés des matériaux

Tableau 5.4 : Données d'entrée des Tests 7, 8 et 9 sur des digues hypothétiques avec protection.

Caractéristiques	Test 7	Test 8	Test 9
Épaisseur de la protection (m)	0,15	3,70	3,70
Contrainte critique τ_c (N/m ²)	0,021	0,083	0,00063
Coefficient n de Manning	0,044	0,040	0,015
Coefficient k ^b	0,000220	0,003240	0,0000860
Exposant a ^b	0,43	1,300	0,91
Type de digue	Protection aval	Carapace	Carapace
Type de matériau	Gazon	Riprap	Argile

^b **k** et **a** sont coefficients empiriques de l'équation de l'équation $q_s = k (\tau_0 - \tau_c)^a$ pour le calcul du taux d'érosion par unité de surface. Ils dépendent des propriétés des matériaux

5.8 Liste des symboles

La vitesse d'écoulement par-dessus la surface du talus aval : (V_r)

La vitesse moyenne au bord supérieur du talus : (V_m)

La vitesse moyenne d'écoulement immédiatement en amont du ressaut hydraulique : (V_{mr})

La vitesse moyenne à un point (i) sur le remblai : (V_i)

Le coefficient de Darcy-Weisbach et ρ la densité de l'eau : (f)

Le débit par unité de largeur : (q)

Le coefficient de débit : (C)

La charge totale au-dessus de la crête de la digue : (H)

Le débit total d'eau : (Q)

La largeur de brèche : (L)

Les coefficients de débit pour un écoulement libre et un écoulement submergé : C et C_s

La vitesse d'écoulement : (v_1)

L'accélération gravitaire : (g)

Les profondeurs de l'écoulement de l'eau amont et aval : (h_1) et (h_2)

Le coefficient de rugosité de Manning : (n)

La profondeur critique : (y_c)

La pente critique : (S_c)

La hauteur d'eau : (h)

La vitesse moyenne : (v)

L'incrément spatial : (Δx)

Les pentes de frottement aux sections amont et aval : (Sf_1) et (Sf_2)

La taille moyenne des particules du matériau : (d_{50})

Les poids spécifiques respectifs du sol et de l'eau : (γ_s) et (γ)

La contrainte de cisaillement critique du sol : (τ_c)

La contrainte de cisaillement locale effective de l'eau : (τ)

L'indice de plasticité (**PI**)

Le taux d'arrachement par unité de surface : (**q_s**)

Le coefficient et l'exposant empiriques : (**k**) et (**a**)

L'érosion du lit : (**Δz**)

Le pas de temps : (**Δt**)

Les largeurs respectives au sommet et au fond de la brèche : (**B_t**) et (**b_0**)

La profondeur de la brèche : (**h_b**)

La hauteur du barrage : (**H_b**)

L'élévation du fond de la brèche : (**Z_{br}**)

L'angle de stabilité des joues de la brèche : (**γ_1**)

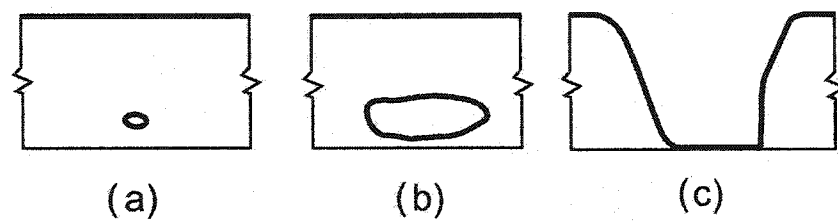


Figure 5.1 : Séquence de formes de brèche résultant d'une érosion par «Effet de renard» (Johnson & Illes, 1976).

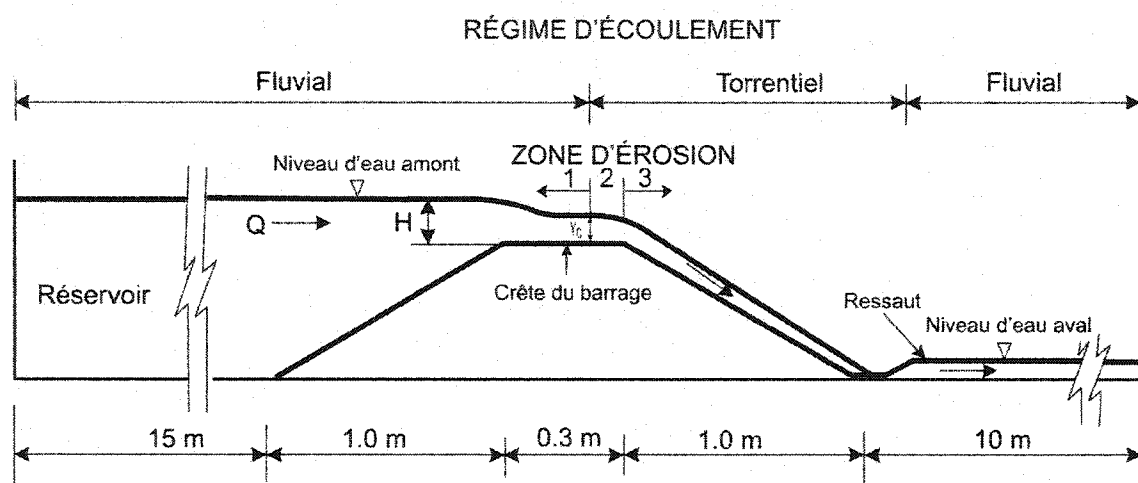
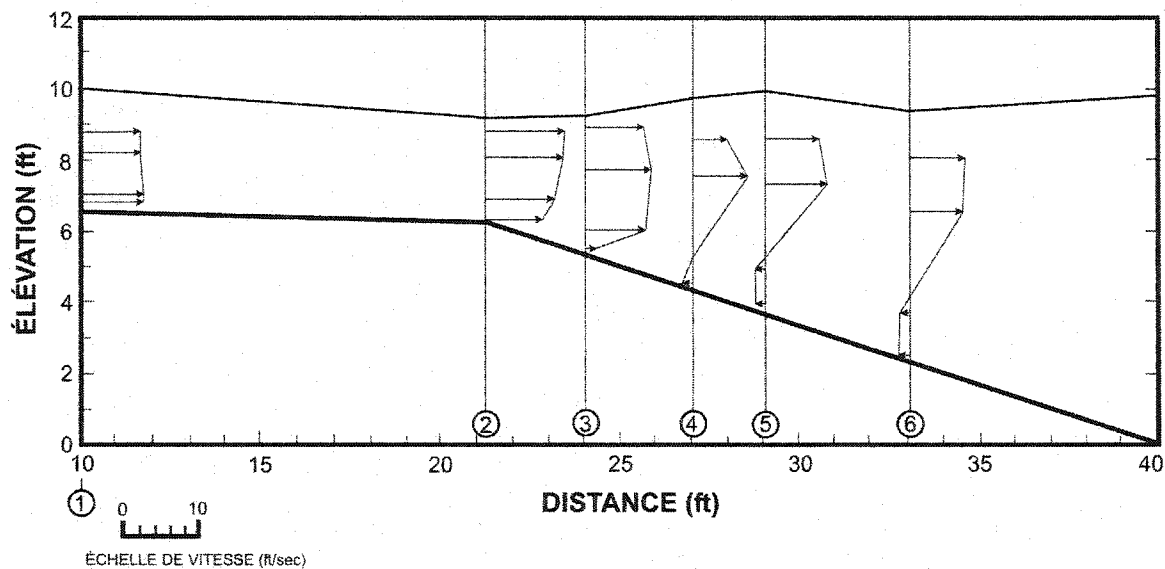
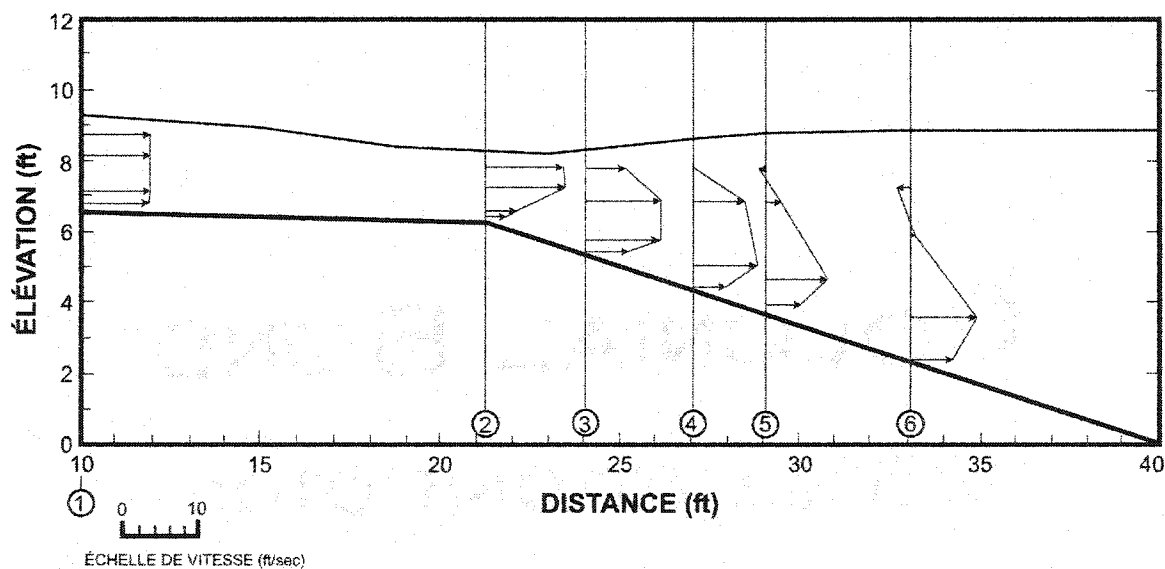


Figure 5.2 : Régimes d'écoulement et zones d'érosion sur la digue expérimentale en débordement.



3a - ÉCOULEMENT DE SURFACE



3b - ÉCOULEMENT PLONGEANT

Figure 5.3 : Profils de la surface de l'eau et des vitesses sur le talus aval d'une digue, 3a. Écoulement libre de surface, 3b. Écoulement libre plongeant avec niveau d'eau aval fixe (Chen & Anderson, 1987).

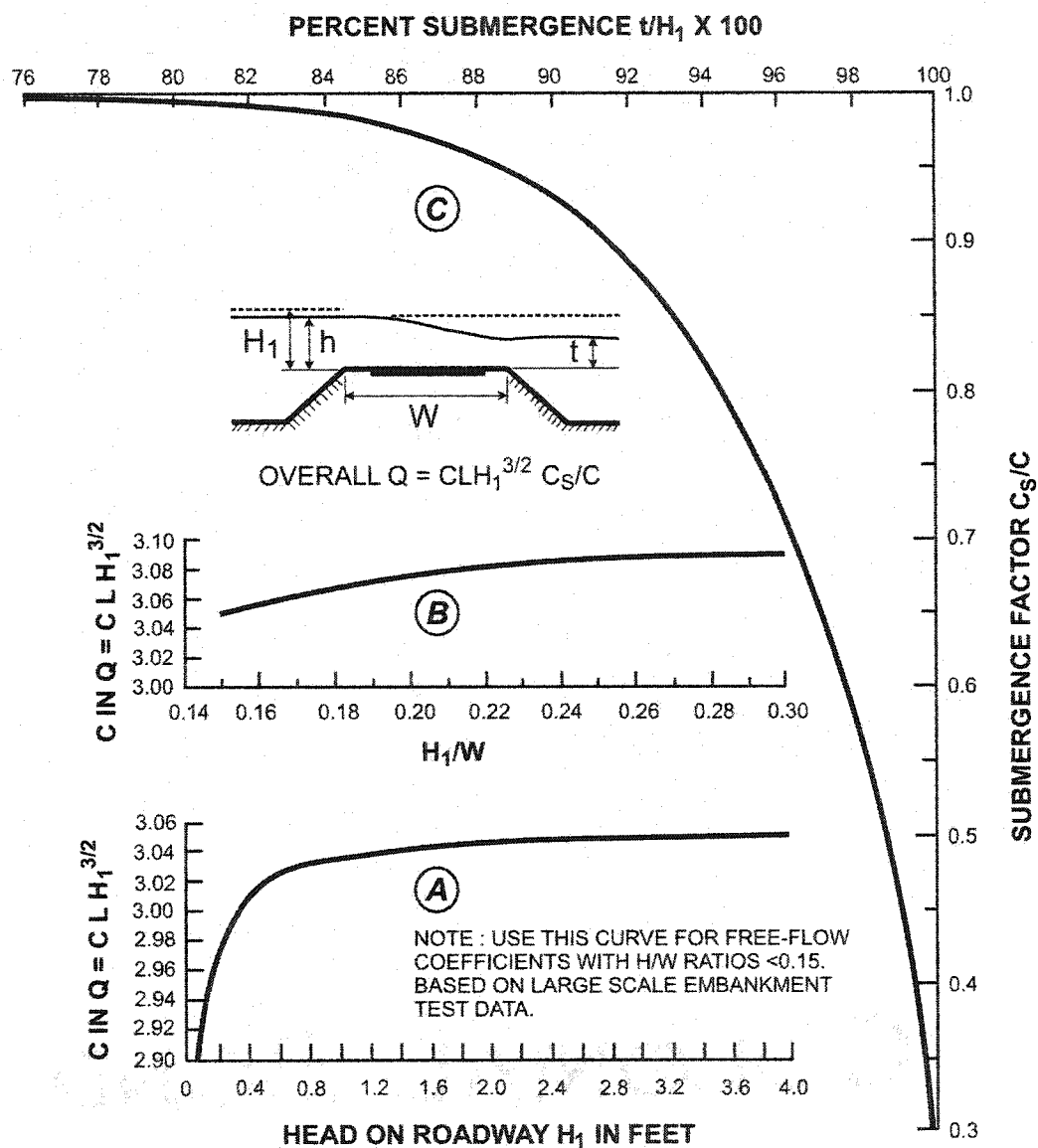


Figure 5.4 : Abaque de calcul du coefficient de débit pour un déversement sur une route (Bradley, 1971).

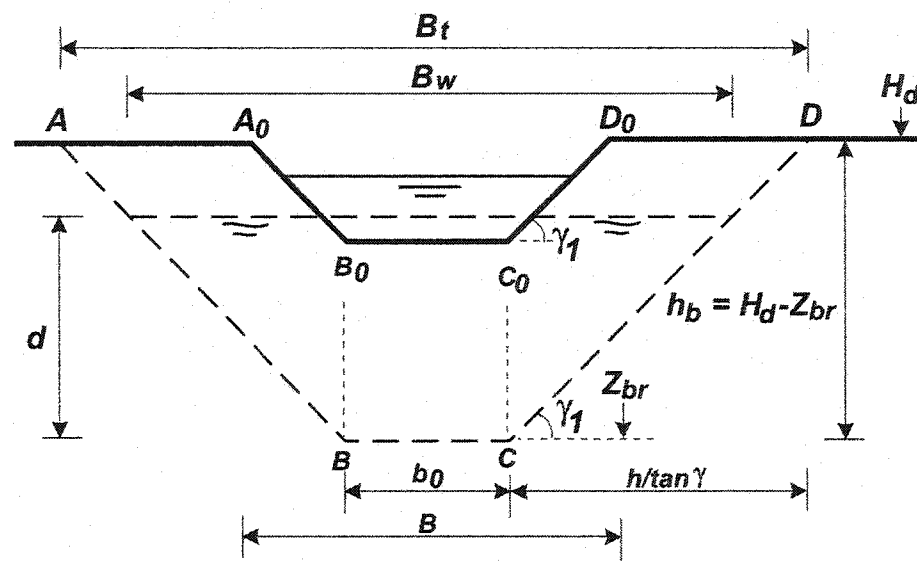


Figure 5.5 : Développement de la brèche ABCD à partir de la brèche initiale A₀B₀C₀D₀.

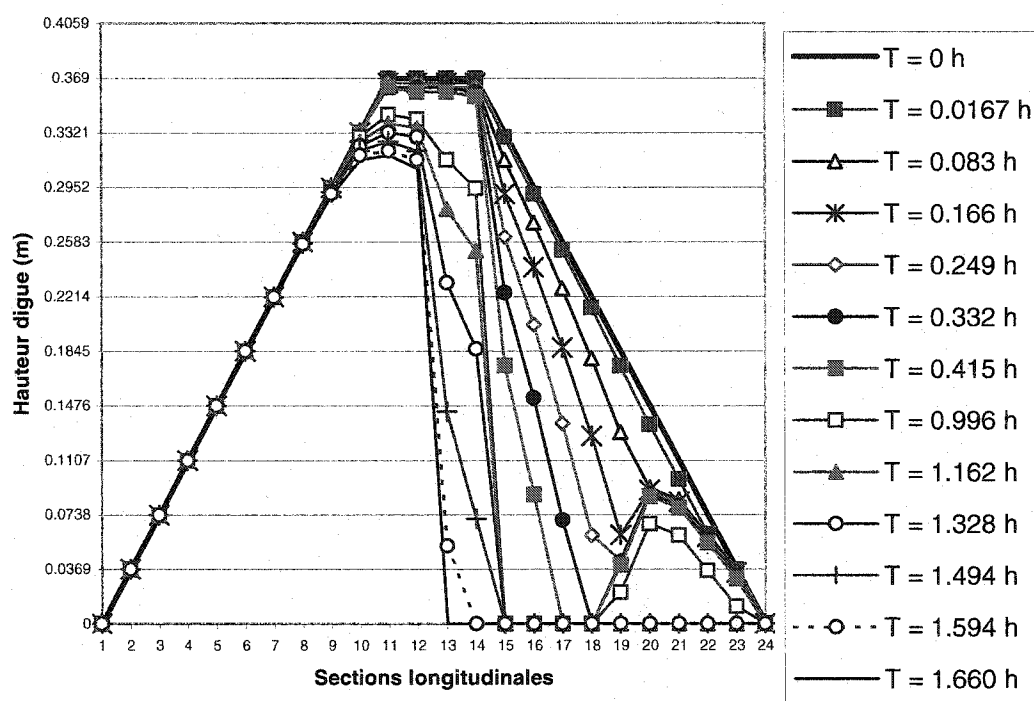
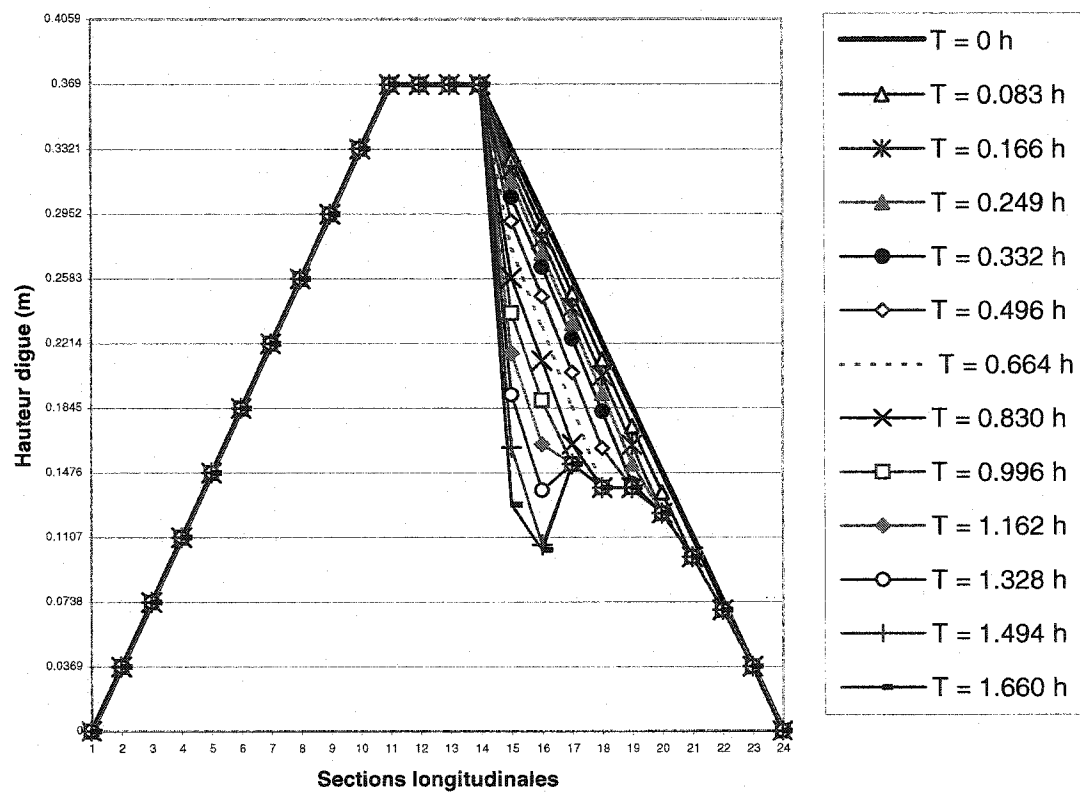


Figure 5.6 : Digue expérimentale homogène en matériau non cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 1).



**Figure 5.7 : Digue expérimentale homogène en matériau faiblement cohésif.
Progression de l'érosion. (Test No. 2).**

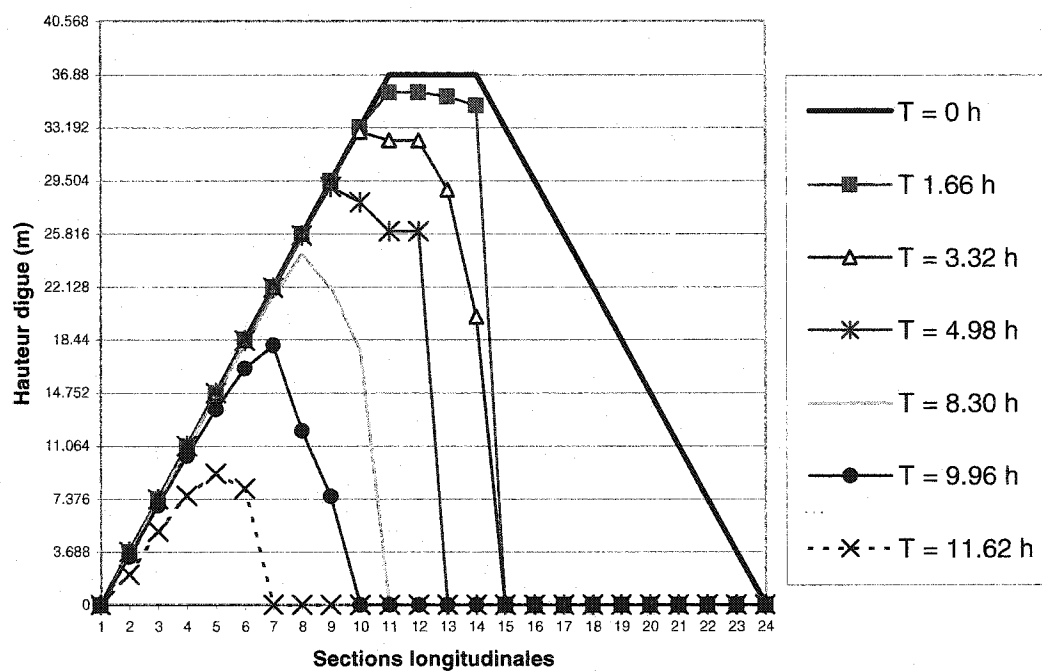


Figure 5.8 : Digue homogène en matériau non cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 3).

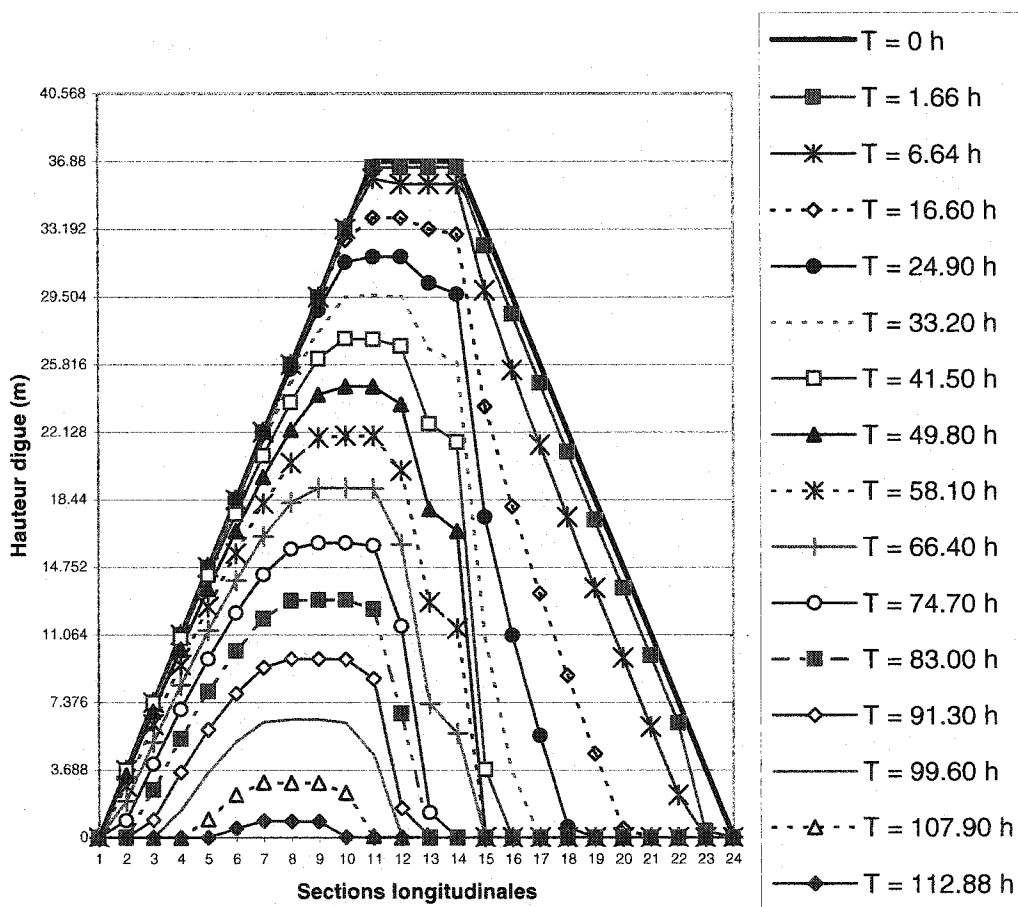


Figure 5.9 : Digue homogène en matériau faiblement cohésif. Progression de l'érosion. (Test No. 4).

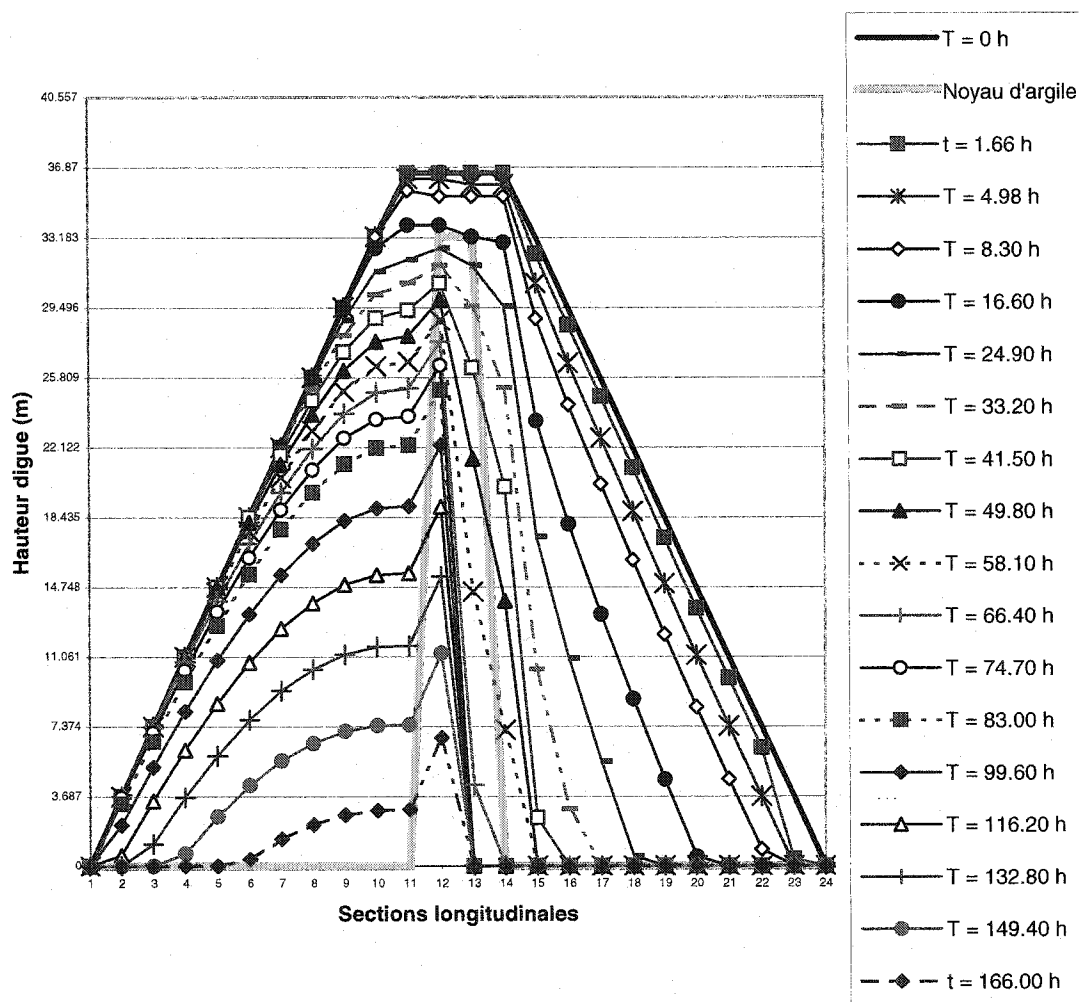


Figure 5.10 : Digue zonée avec noyau en argile. Progression de l'érosion. (Test No.5).

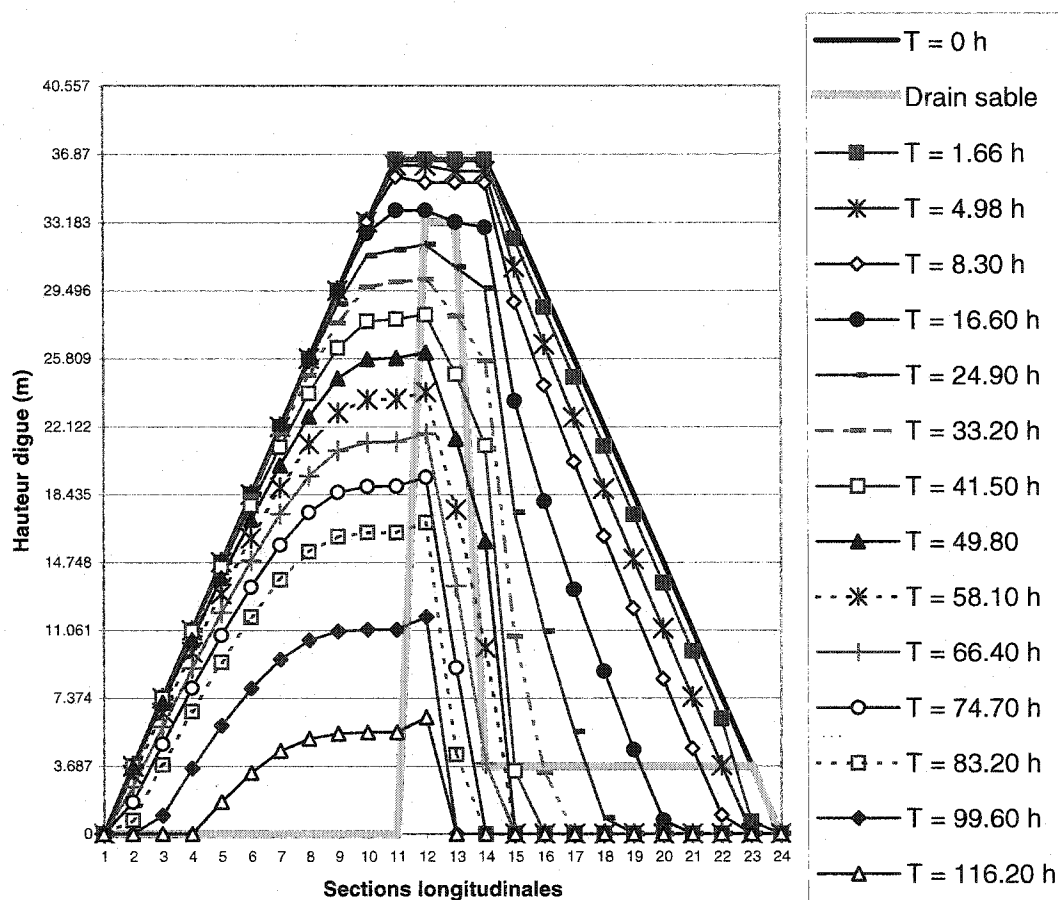


Figure 5.11 : Digue zonée avec drain vertical et tapis drainant en sable. Progression de l'érosion. (Test No. 6).

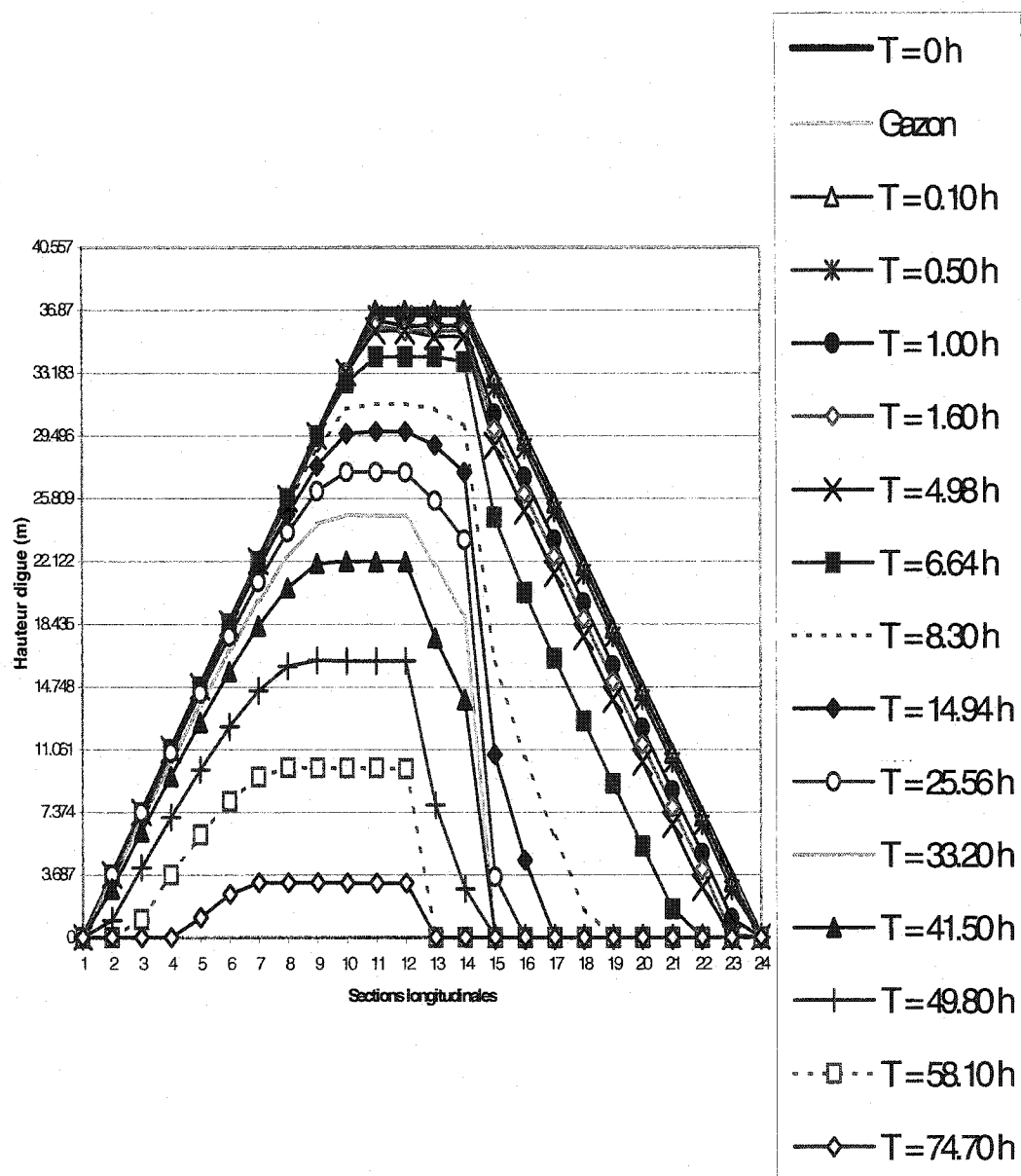


Figure 5.12 : Digue avec protection du talus aval en gazon de 0,15 m d'épaisseur. Progression de l'érosion. (Test No. 7).

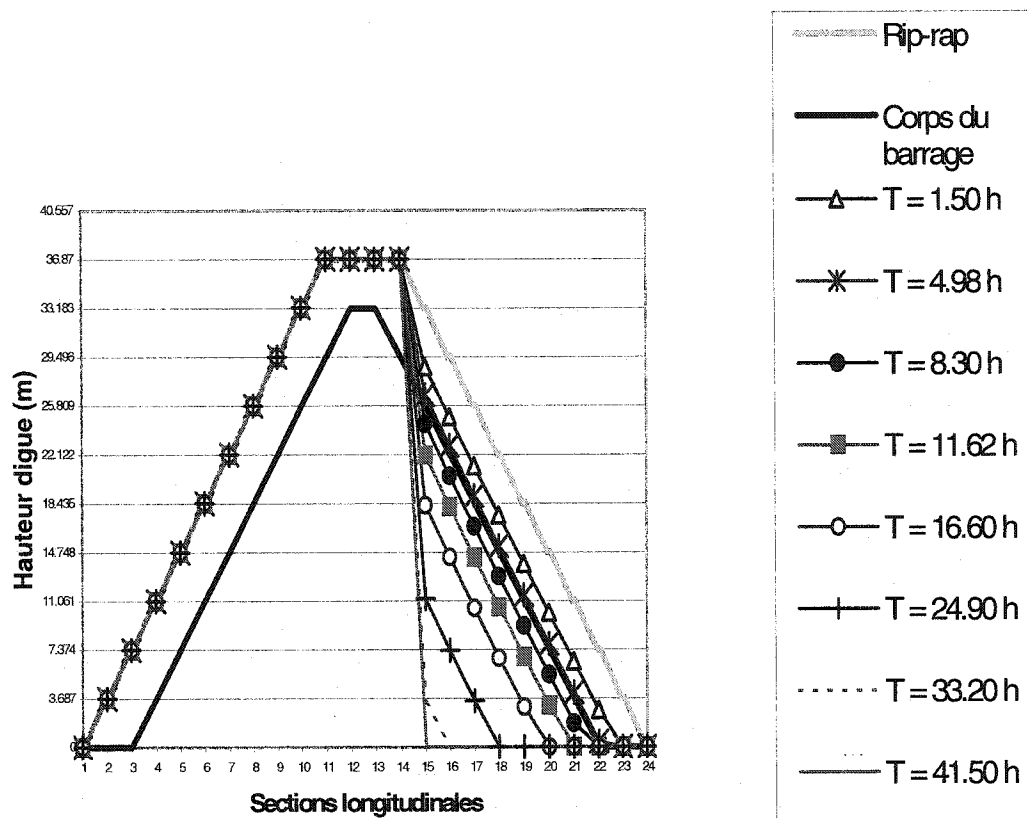


Figure 5.13 : Digue homogène avec carapace de protection en riprap sur tout son profil. Progression de l'érosion. (Test No. 8).

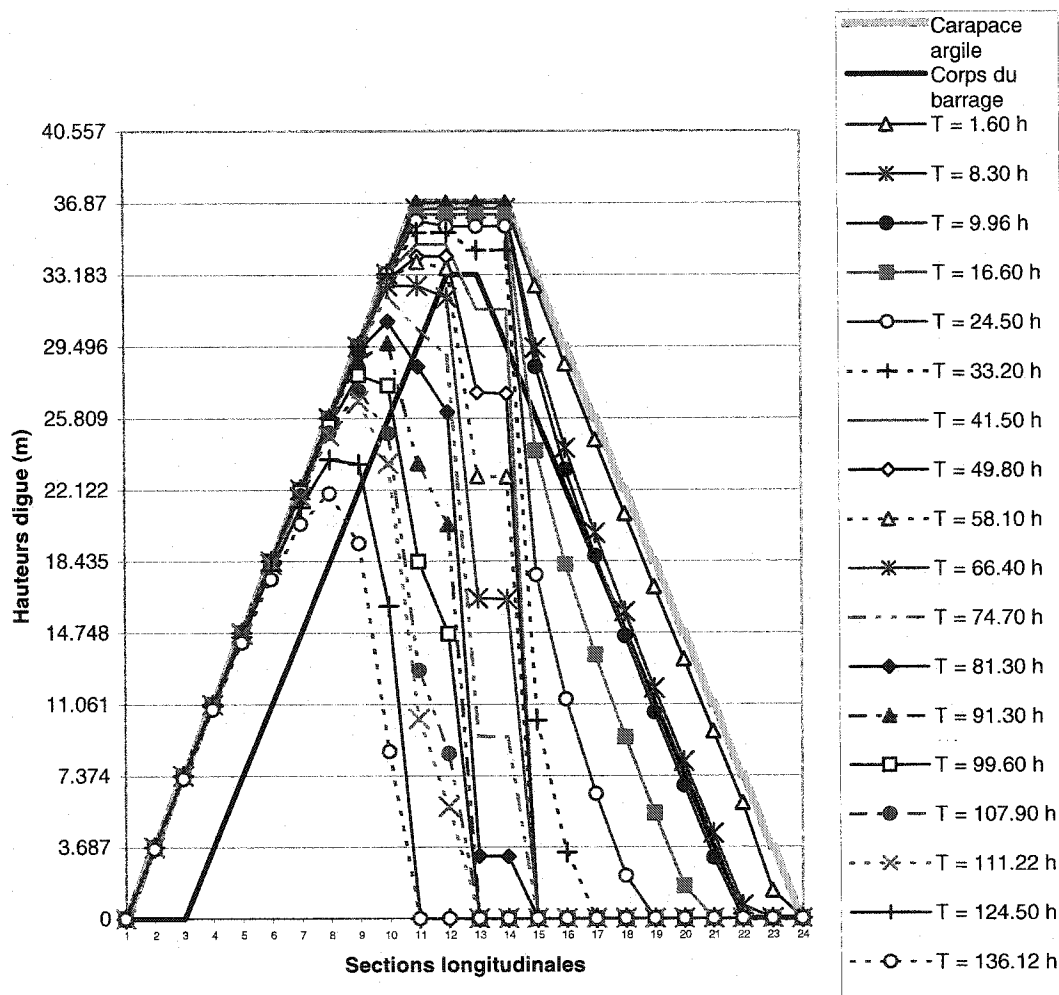


Figure 5.14 : Digue homogène avec carapace de protection en argile sur tout son profil. Progression de l'érosion. (Test No. 9).

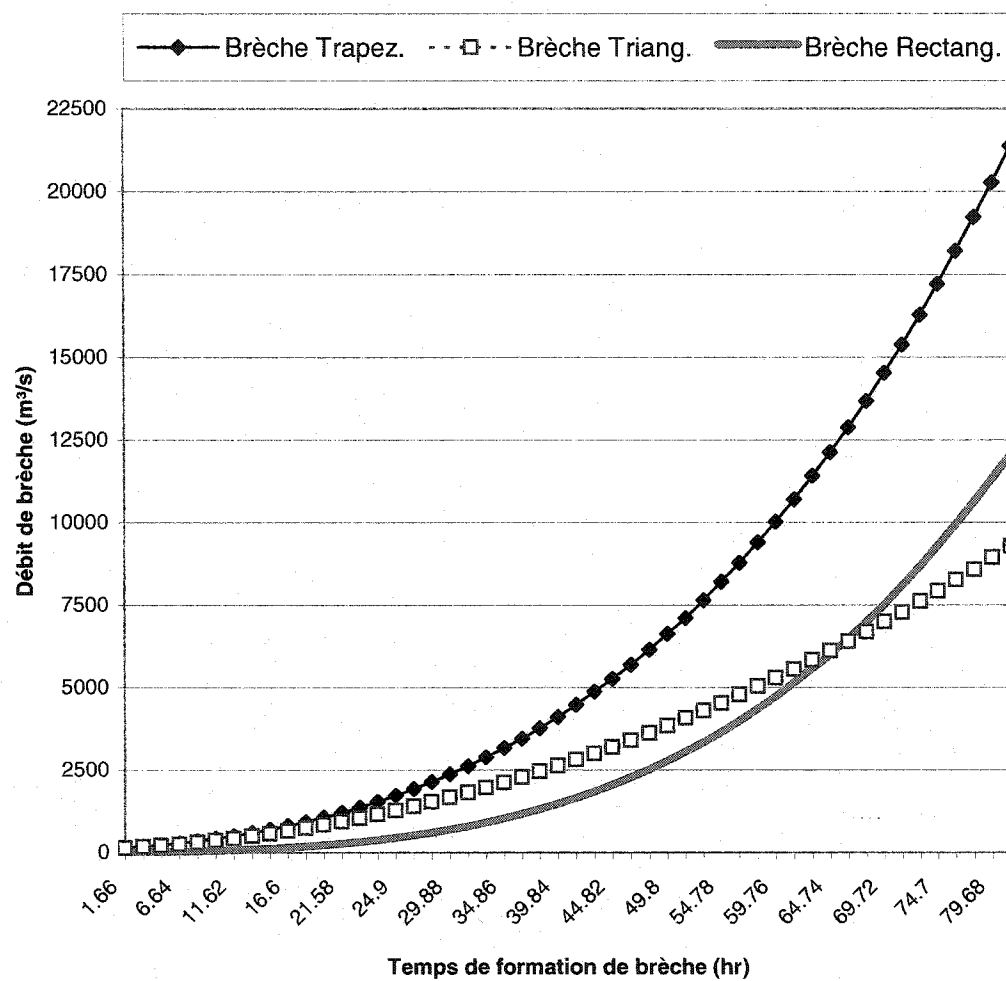


Figure 5.15 : Débits sortants en fonction de la forme de la brèche (Test No. 10).

CONCLUSION

Ce travail présenté en trois étapes avait pour objectif de développer un modèle numérique qui pourrait prévoir d'une manière fiable le processus d'érosion et de formation de brèche sur une digue en terre lors de sa submersion. Ces étapes consistaient en 1) une recherche bibliographique sur les modèles existants tant analytiques, numériques que physiques, 2) une analyse de cinq modèles et la comparaison de leurs résultats, 3) une étude expérimentale en laboratoire sur une digue homogène de revanche en moraine non cohésif, 4) un modèle numérique de formation de brèche par érosion de surface sur un barrage.

La revue de la littérature portant sur les travaux récents des ruptures de barrages montre l'actualité du sujet et les préoccupations communes aux opérateurs de barrages, partout dans le monde. Nous avons identifié dans cette bibliographie plus de 20 méthodes proposées depuis les années soixante par divers auteurs pour prévoir l'ouverture par érosion d'une brèche dans un ouvrage en terre.

Cette recherche a montré que 1) les résultats issus de la prévision des ondes de rupture dépendent beaucoup plus de l'hypothèse faite sur la forme de la brèche et son rythme de développement, que de la fiabilité de n'importe quel autre maillon de la chaîne de prédiction. 2) la pratique actuelle qui consiste à appliquer des règles de temps de formation et de forme de la brèche et des hypothèses sur son mode d'évolution, est peu représentative des capacités de simulation disponibles maintenant. 3) un certain nombre d'approches différentes sont prometteuses en particulier celle des études expérimentales en laboratoire ou *in situ* à grande échelle sur les ruptures de barrage. 4) des travaux de modélisation et de développement sont actuellement réalisés par

différentes équipes à travers le monde et que des échanges ont lieu entre les experts concernés.

Les analyses faites sur les résultats obtenus par ces différentes méthodes montrent des dispersions assez grandes (à part quelques exceptions) et des valeurs irréalistes dans certain cas. Un premier pas pour minimiser les erreurs serait de bien choisir le modèle à utiliser pour l'évaluation de l'hydrogramme de crue résultant d'une rupture de digue. En effet, c'est l'hydrogramme qui sert à évaluer la propagation de la crue dans la vallée et qui détermine les moyens de protection des zones inondables en aval. Ainsi le choix du modèle de simulation à utiliser doit se faire avec discernement. Il y a lieu de prendre en compte ces remarques dans les futures modélisations en commençant par diminuer le nombre de paramètres hypothétiques pour s'assurer de résultats beaucoup plus réalistes.

Cinq méthodes parmi les plus originales et les plus renommées ont été retenues de la recherche bibliographique. Après avoir été reprogrammées et connectées à une même et unique base de données, elles ont été incorporées dans un seul outil informatique « BRECHE ». Avant leurs applications, les méthodes de Cristofano, Harris et Wagner, Fread, Singh et Scarlatos et celle utilisée dans le modèle DAMBRK de Fread ont été validées chacune sur le cas utilisé par l'auteur. Ainsi une étude détaillée des cinq modèles et leur comparaison nous a permis de conclure que le processus d'érosion de brèche est très complexe et que les hypothèses du mode et du développement de la brèche diffèrent d'un modèle à l'autre. Le programme « BRECHE » a été ainsi appliqué à la prévision de la brèche de rupture observée dans la digue Cut-away du lac HA! HA! lors des crues de 1996 au Saguenay, Québec. Les conclusions sont très claires. Bien que les méthodes les plus réputées aient été retenues pour ce test, les résultats de prévision montrent une très grande disparité et aucune de ces méthodes n'aurait permis de prévoir de manière fiable les conséquences réelles d'un déversement en crête de cet ouvrage (débit maximal et temps de formation de la brèche).

Pour la formulation de notre modèle numérique, il fallait avoir une vision claire du mode de rupture que nous aurons à modéliser. Il nous semble que les modèles expérimentaux soient beaucoup plus réalistes que ceux issus des observations historiques de ruptures et qui ne sont faites qu'à la fin de la rupture de la digue. L'érosion de sédiment, l'encaissement, le mouvement de crête et de la section de contrôle et le transport de sédiment sont les processus associés à la formation de brèche. Ces processus ont été expérimentalement étudiés par le biais d'un essai de rupture par surverse d'une digue en moraine réalisé au laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal, en mai et juin 1998. La digue d'essai mesurait 244 cm de largeur, 41 cm de hauteur, pour un volume total de 1,88 m³. Les pentes des talus amont et aval étaient de 1V : 2,5H et la crête mesurait 30 cm; à sa base la digue était épaisse de 230 cm. La moraine utilisée provenait de l'aménagement hydroélectrique LG2 sur la rivière La Grande (Québec, Canada), ce sédiment étant composé de gravier, de sable, de silt et ayant très peu de cohésion.

L'évolution du canal et son approfondissement ont été analysés du début de la rupture jusqu'à la stabilisation de la brèche à l'aide de trois caméras vidéo et de prises de photos. Les niveaux d'eau dans le réservoir durant l'essai et ceux du fond du canal de brèche ainsi que la largeur finale de la brèche à différentes sections en direction de l'écoulement ont été mesurés à la fin de l'essai. L'analyse des données et la reproduction des profils le long du canal de brèche ont permis de confirmer l'érosion et l'évolution du canal d'une façon non uniforme et loin d'être parallèle au talus aval. L'évolution de l'érosion de la crête de la digue vers l'amont confirme les déplacements automatiques vers l'amont de la section de contrôle de l'écoulement de submersion. Plusieurs brèches sont initiées sur la digue jusqu'à ce que l'une d'elles l'emporte pour évacuer le total du débit déversé.

Cette expérience nous a confirmé que certaines hypothèses formulées dans les modèles sont loin de la réalité du processus de formation de brèche. En effet l'initiation d'érosion se fait à plusieurs endroits du talus aval de la digue et l'écoulement très vite

transformé en torrentiel sur ce talus provoque des cascades de chute d'eau successives. Cet écoulement en cascades engendre une érosion non uniforme aussi bien sur la crête que sur le talus aval du barrage, ce qui fait apparaître des paliers à plusieurs niveaux. Nous notons aussi l'importance et l'influence de la section de contrôle (section critique) sur l'écoulement de l'eau et *de facto* sur l'érosion de surface. Ce dernier point a été souvent négligé dans beaucoup de modèles existants.

Les résultats obtenus sur la digue d'essai ont été comparés à ceux calculés à l'aide des cinq méthodes dans « BRECHE » sur la même digue expérimentale. Ainsi nous déduisons que les méthodes utilisées n'arrivent pas à prévoir toutes les caractéristiques de rupture. Les formes de brèche anticipées par ces modèles sont peu fiables, ce qui engendre une mauvaise qualité des prévisions. Les différents mécanismes sont mieux identifiés durant les observations expérimentales, ce que ces modèles prédictifs ne permettent pas. Parmi ces mécanismes, celui de l'écoulement sur la crête au début du débordement, la régression de l'érosion vers l'amont et la formation de zones d'érosion préférentielles. Le régime torrentiel de l'écoulement sur le talus aval est non uniforme, il érode plus rapidement une zone plutôt que l'autre, créant ainsi des cascades en escalier qui jouent le rôle de dissipateur d'énergie. L'élargissement du sillon est le résultat de l'érosion et des sapes sous les joues latérales de la brèche entraînant une instabilité des blocs et leur effondrement dans le canal de brèche. La largeur du canal de brèche est très variable dans la direction de l'écoulement. Beaucoup de facteurs ne sont pas mis en évidence dans les modèles actuels ce qui entraîne un manque de qualité dans leurs prévisions. Bien entendu, une transposition quantitative exacte dans la nature des résultats des essais sur modèle réduit devrait être corroborée par des études supplémentaires. Mais les principaux facteurs en apparaissent dès maintenant très clairement et cela nous a permis une meilleure appréciation du processus d'érosion de surface progressive dans les digues. Nous en déduisons la nécessité de développer des modèles prédictifs qui tiendraient compte des mécanismes observés dans les études expérimentales.

Pour le développement de notre modèle numérique, nous avons retenu deux directions de recherche principales : 1) le couplage équations hydrauliques – équation d'érosion, 2) le couplage approfondissement – élargissement de la brèche. Donc un modèle unidimensionnel a été développé pour l'évaluation dans un premier temps du profil vertical de la brèche le long de l'écoulement et dans un deuxième temps de son élargissement.

Les modèles d'écoulement par-dessus la digue lors d'une surverse sont établis à partir des études de Kindsvater et les débits sont estimés par la formule de déversoir à seuil large et des données de Bradley pour le calcul du coefficient de débit. L'examen des vitesses pour chaque type d'écoulement au contact du talus aval permet de calculer la contrainte de cisaillement locale à chaque section pour la détermination du taux d'érosion.

En tenant compte dans le module hydraulique du modèle EROBAR de l'évolution de la section de contrôle, l'écoulement se développe ainsi librement sans qu'aucune hypothèse de mode de rupture, ni de progression géométrique de la brèche ne soit imposée. Ceci permet d'obtenir différents profils d'érosion en fonction du temps similaires à ceux observés sur la digue expérimentale. Les résultats obtenus dans les tests du modèle appliqués aux digues homogènes et hétérogènes zonées montrent bien l'évolution de l'érosion régressive par palier à partir du talus aval. La prise en compte dans le modèle, de l'évolution de la section de contrôle sur la crête et du ressaut hydraulique sur le talus aval a donné des profils longitudinaux de brèche irréguliers très semblables à ceux de l'essai en laboratoire.

L'adoption dans le modèle, de l'équation de transport de sédiments formulée par Agricultural Research Laboratory a permis au modèle de prendre en compte et réagir assez bien aux différentes zones des digues hétérogènes testées, aux matériaux compactés ou drainants et aux couches protectrices. L'initiation de la rupture peut avoir

lieu n'importe où sur la crête ou sur le talus aval de la digue dépendamment du type de matériau utilisé dans les zones des digues hétérogènes.

Le module d'élargissement de la brèche permet au modèle d'évaluer l'hydrogramme de rupture pour trois types de formes courantes de brèche (rectangulaire, triangulaire et trapézoïdale).

À l'aide du modèle « EROBAR », nous avons obtenu des informations sur le mode de formation de la brèche par érosion de surface lors d'une surverse et sur l'influence de divers paramètres tels le matériau de remblai, la géométrie du barrage, la position de l'élément étanche ou drain et l'importance de la protection du talus aval sur l'évolution de l'érosion et du débit.

RECOMMANDATIONS

Pour mieux de comprendre et cerner le processus de formation de brèche dans un barrage en terre durant une surverse, il est nécessaire de continuer les investigations sur le mécanisme d'érosion de surface et le traduire le plus fidèlement possible dans un modèle.

La partie expérimentale de cette étude est basée sur un seul essai sur modèle réduit de rupture de digue en terre. Pour continuer dans le sens de ces travaux, il serait souhaitable de mener d'autres essais en laboratoire sur des digues hétérogènes zonées composées de matériaux étanches ou drainants, ainsi que sur des digues avec couches protectrices du talus aval ou de retardement. Les différents types de matériaux constituant une digue hétérogène réagissent différemment à l'érosion et ont une influence l'un sur l'autre, ce qui donnerait un mode de formation de brèche différent de celui d'une digue homogène. Ces expériences permettraient de confronter les résultats qui seront observés à ceux obtenus par le modèle numérique EROBAR actuel.

Des expériences de rupture devraient être conduites sur des barrages avec un niveau d'eau dans le réservoir pour une saturation du matériau de remblai. L'automatisation de l'acquisition des données en terme de temps et d'espace pourrait être planifiée pour une meilleure acquisition de données.

Le modèle actuel EROBAR a donné des résultats très encourageants parce que l'approche est nouvelle. Cependant des améliorations sont encore possibles et doivent être poursuivies. En effet le module d'élargissement pourrait être reprogrammé dans un mode interactif couplé au module d'érosion de surface, ce qui donnerait un modèle géométrique « quasi 2D ». Ces deux modules une fois couplés devraient tenir compte de

la conservation des masses des sédiments, laquelle n'est pas prise en compte dans le modèle actuel. Enfin l'ajout d'un module supplémentaire pour évaluer le creusement et l'élargissement de la vallée juste en aval du barrage disloqué à partir des débits d'eau de la brèche. Ceci pourrait rendre plus complet le modèle pour l'évaluation des dommages dus à une rupture de barrage en terre.

Des formules de transport de sédiments adaptées aux conditions spécifiques des barrages sont nécessaires. Parmi ces conditions, nous citerons le compactage des matériaux, la nécessité de zonage des digues (drain, filtre, noyau, rip-rap etc.) et enfin la promiscuité des matériaux cohésifs et non cohésifs. Il est donc crucial de mener d'autres études en laboratoire et sur modèle numérique sur la formation de brèche de barrages zonés avec des matériaux compactés. L'introduction dans la nouvelle version du modèle EROBAR d'une option de choix des formules de transport des sédiments telle que celle de Smart, de Meyer-Peter-Muller et de Agricultural Research Laboratory Investigation permettrait à l'utilisateur de faire un choix plus large.

L'application de la nouvelle version du modèle à d'autres ruptures de barrage servirait à valider sa performance et son applicabilité aux barrages en terre de tout type.

BIBLIOGRAPHIE

ALQASER, G. et RUFF, J. F. (1993). Progressive Failure of an Overtopped Embankment, Proceedings - National Conference on Hydraulic Engineering, pt. 2, Publ. by ASCE, New York, NY, USA, pp. 1957-1962.

ARIATHURAI, R., et ARULANANDAN, K. (1978). Erosion Rates of Cohesive Soils. Journal of the hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, **104** : 279-283.

ASCE (1988). Lesson from Dam Incidents – USA II; New York (American Society of Civil Engineers).

BALLOFFET, A. et SCHEFFER, M. L. (1982). Analyse Numérique de la Crue Produite par la Rupture du Barrage de TETON, Journal of Hydraulic Research, Vol. 20 No. 4, pp. 317-328.

BASELL, L. (1904). Earth Dams : A Study; New York (The Engineering News Publication Company).

BAY, E. M. et MILLER, D. L. (1965). Inflow Design Flood for Hyrum Dam. Utah Flood Studies for Existing Reservoirs. Memorandum, Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Denver, CO.

BECHTELER, W. et BROICH, K. (1991). Effects in Dam-Break Modeling, Proceedings of The 2nd International Conference on Computer Methods in Water Resources II publ. by Computational Mechanics, Southampton, Engl. p 89-98.

BENOIST, G. (1989). Les Études d'Onde de Submersion des Grands Barrages d'EDF, La Houille Blanche, N° 1, pp. 43-45.

BENOIST, G. et NICOLLET, G. (1983). Rupture Progressive des Barrages en Terre, Proc. XX IAHR Congress, (Moscow, U.S.S.R., sept. 5-9, 1983), Vol. 2, paper A.d.3, pp. 464-470.

BENSLAMA, E. (1995). Code EROSIF. Note de Principe, Note d'Utilisation et Éléments de Validation, Rapport EDF-HE-43/95/073/A.

BERGA, L. (1992). New Trends in Design Flood Assessment, ICOLD Symposium on Dams and Extreme Floods, Granada, Spain, Septembre 1992.

BERTACCHI, P. FANELLI, M. et MAIONE, U. (1988). An Overall Approach to the Emergency Hydraulic Problems Arisen from the Natural Dam and lake Formed by the Val Pola Rockslide, 16th ICOLD Congress, San Francisco, 1988 (ENEL-CRIS n. 3553), p. 45.

- BISWAS, A. K. et CHATTERJEE, S. (1971). Dam Disasters – an Assessment, *Engineers Journal*, (Canada), **54**(3), pp. 3-8.
- BRADLEY, J. N. (1973). *Hydraulics of Bridge Waterways*. Hydraulic Design Series 1. FHWA, U. S. Department of transportation.
- BROWN, C. B. (1950). Sediment Transportation, in H. Rouse (ed.) *Engineering hydraulics*, John Wiley, New York, pp. 711-768.
- BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1977). A Simulation of the Hydraulic Events During and Following the Teton Dam Failure. *Proceedings of Dam-Break Flood Routing Workshop*. Water Resources Council, Washington DG. pp.131-163.
- BROWN, R. J. et ROGERS, D. C. (1981). *BRDAM Water and Power Resources Service*, U.S. Department of the Interior, Denver, Colorado Users Manual, 76 p.
- BUREAU OF RECLAMATION (1982). *Guidelines for Defining Inundated Area Downstream from Bureau of Reclamation Dams*, Denver, CO.
- BUREAU OF RECLAMATION (1987). *Design of Small Dams*, United States Department of the Interior, Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.
- C.D.S.A. CANADIAN DAM SAFETY ASSOCIATION (1995). *Dam Safety Guidelines*, January 1, 1995.
- C.I.G.B. (1989). La Moraine, Matériau de Remblai et de Fondation. *Tech. Act. Bulletin* 69. Commission Internationale des Grands Barrages.
- CADAM (1998). *Proceeding of CADAM Meeting at Wallingford*, March 1998.
- CECILIO, C. B., et STRASSBURGER, A. G. (1977). Dam-Break Wave Model-Formulation and Verification, *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, **106**(5), pp. 747-767.
- CHEE, S. P. (1978). Design of Erodible Dams. *Proc., International Conference of Water Resources Engineering*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, **1** : 105-113.
- CHEN, Y. H. et ANDERSON, B. A. (1986). Development of a Methodology for Estimating Embankment Damage Due to Flood Overtopping, *Simons Li and Associates, Inc.*, Fort Collins, Colorado.
- CHEN, Y. H. et ANDERSON, B. A. (1987). Methodology for Estimating Embankment Damage Caused by Flood Overtopping, *Transportation Research Record*, **1151**. pp. 1-15. Transportation Research Board, National research Council, Washington, D.C.

CHEN, Y. H. et COTTON, G. K. (1986). Design of Roadside Channels with Flexible Linings. Hydraulic Engineering. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation. Circular 15.

CHICHE, S. (1982). Erosion Interne de la Moraine dans les Barrages en Terre. Mémoire pour l'obtention du grade de Maître en Ingénierie (M. Ing.) géotechnique. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

CHOW, V. T. (1959). Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book Company, New York.

CHUGAEV, R. R. (1966). Stability Analysis of Earth Slopes. Translated from Russian through Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel.

CIGB (1974). Leçons tirées des accidents de barrages, Paris, p.35.

CIGB (1983). Détérioration des barrages et des réservoirs, Paris.

CIGB (1995). Rupture de Barrage – Analyse statistique, Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin 99, p. 73.

CIGB (1998). Étude d'Onde de Rupture de Barrage - Synthèse et Recommandations, Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin 111, p. 301.

CLAGUE, J. J. et MATHEWS, W. H. (1973). The Magnitude of JOKULHLAUPS, Journal of glaciology, Vol. 12, pp. 501-504.

COMMISSION NICOLET. (1997). Commission Scientifique et Technique sur la Gestion des Barrages. Rapport Janvier 1997, Québec, Qué.

COSTA, J. E. (1985). Floods from Dam Failures, U.S. Geological Survey Open-File Rep. 85-560, Denver, Colorado.

COSTA, J. E. (1988). Floods from Dam Failures, in Flood Geomorphology, (ed.) V.R. Baker and P.C. Patton; John Wiley and Sons, New York, pp. 439-463.

COSTA, J. E. et SCHUSTER, R. L. (1988). The Formation and Failure of Natural Dams, Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, pp. 1054-1068.

CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate Failure of Earthfill Dams, U.S. Bureau for Reclamation, Denver, Colorado, p. 15.

CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams. U. S. Bureau of Reclamation, Denver, CO.

CRISTOFANO, E. A. (1965). Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams. Engineering and Research Center, Bureau of Reclamation, Department of the Interior, Denver, CO. Unpublished memorandum.

DAS, K. P. (1997). Breach Erosion Processus of Homogeneous Earthfill Dams and Fuse Plugs due to Overtopping flow, Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, p. 289.

DE WITT, J. M., SELLMEYER, J. B. et PENNING, A. (1981). Laboratory Testing on Piping, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, part 1, p. 517, p. 43.

DESLOGES, J. R. (1984). APE Lake Excursion, October, 26-31, 1984; University of British Columbia, Department of Geography and Department of Geophysics and Astronomy, Unpublished Report, 10 p.

DRESSLER, R. F. (1952). Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions. Journal of Research of the National Bureau of Standards, **49**(3): 217-225.

DUBOYS, P. (1879). Etude du Régime du Rhône et l'Action Exercée par les Eaux sur un Lit à Fond de Gravier Indéfiniment Affouillable, Ann. Ponts et Chaussées, Ser. 5, 18, pp. 141-195.

DUSSAULT, J. G., MARCHE, C., QUACH, T. T. AND CARBALLADA, L. (1982). Study of the Dam Break Waves as Input to a Civil Protection Strategy. Proceedings of the 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro, Vol.1, Q52, R.12, pp: 219-237.

EINSTEIN, H. A. (1950). The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows, Technical Bulletin N° 1026, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

EVANS, S. G. (1986). The Maximum Discharge of Outburst Floods Caused by the Breaching of Man-Made and Natural Dams, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23(3), pp. 385-387.

FOSTER, M. A. (1999). The Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping, Ph.D. thesis, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, Australia.

FOSTER, M., FELL, R., et SPANNAGLE, M. (1998). Analysis of Embankment Dam Incidents. UNICIV Report N°. R-374, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, Australia. ISBN 858451 349 3.

FOSTER, M., FELL, R., et SPANNAGLE, M. (2000). The Statistics of Embankment Dam Failures and Incidents. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(5), pp. 1000-1024.

FREAD, D. L. (1977). The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model, Proceedings, Dam-Break Flood Modeling Workshop, U.S. Water Resources Council, Washington, D. C., pp. 164-197.

FREAD, D. L. (1980). Capabilities of NWS Model to Forecast Flash Floods Caused by Dam Failures, Preprint Volume, Second Conference on Flash Floods, March 18-20, 1980, Amer. Meteorological Soc., Boston, Mass., pp. 171-178.

FREAD, D. L. (1981). Some Limitations of Contemporary Dam-Break Flood Routing Models, Preprint 81-525: Annual Meeting of American Society of Civil Engineers, Oct. 17, 1982, St. Louis, Missouri, p. 15.

FREAD, D. L. (1984a). A Breach Erosion Model for Earthen Dam. National Weather Service (NWS) *Report*, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA.

FREAD, D. L. (1984b). DAMBRK : The NWS Dam Break Flood Forecasting Model. Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service Report, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA.

FREAD, D.L. (1985a). A Breach Erosion Model for Earthen Dams, General Series, Utah Water Research Laboratory, Vol. G85-3 pp. 281-310.

FREAD, D. L. (1988). The NWS DAMBRK Model. Theoretical Background / User Documentation, National Weather Service (NWS), NOAA, Silver Spring, MA.

FREAD, D. L. (1991). BREACH, An Erosion Model for Earthen Dam Failures, Hydrological Research Laboratory, US National Weather Service, pp. 46-47.

FREAD, D. L. et HARBAUGH, T. E. (1971). Simulation Program for the Transient Hydraulics Produced by Gradually Breached Earth Dams, Hydraulic Series Bulletin, Civil Engineering Studies, University of Missouri-Rolla.

FREAD, D. L. et HARBAUGH, T. E. (1973). Transient Hydraulic Simulation of Breached Earth Dams. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 99, N° HY1, January, 1973, pp. 139-153.

FREAD, D. L. et HARBAUGH, T. E. (1973). Transient Hydraulic Simulation of Breached Earth Dams, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99, No. HY1, pp. 139-173.

FREAD, D. L. et WETMORE, J. N. (1983). The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland.

FROEHLICH, D. C. (1987). Embankment – Dam Breach Parameters, Proceedings of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering, A.S.C.E., New York, pp. 570-575.

FROEHLICH, D. C. (1995). Peak Outflow From Breached Embankment Dam, Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 121, No 1, January / February.

GESSLER, J. (1971). Beginning and Ceasing of Sediment Motion, in River Mechanics, edited and published by H. W. Shen, Fort Collins, Colorado, Chapter 7.

GIUSEPPETI, G. & MOLINARO, P. (1989). A Mathematical Model of the Erosion of an Embankment Dam by Overtopping, Int. Symp. on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen.

GOUBET, A. (1979). Risques Associés aux Barrages, La Houille Blanche, N° 8, p. 35.

GUIDELINES TO DECISION ANALYSIS (1986). ACER Tech. Memo. N° 7, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.

HAGEN, V. K. (1982) Re-Evaluation of Design Floods and Dam Safety, Proc. 14th Int. Commission on Large Dams Conf., Rio de Janeiro, Brazil.

HARRIS, G. W. et WAGNER, D. A. (1967). Outflow from Breached Earth Dams. Thèse de baccalauréat ès Science, Department of Civil Engineering, University of Utah, Salt Lake City, Utah.

HARZA, L. F. (1920). Uplift and Seepage under Dams on Sand. (Proceedings of American Society of Civil Engineers), p. 43.

HERLEDAN, R. (1995). Code RENARD. Note de Principe, Éléments de Validation, Note d'Utilisation, Rapport EDF-HE-43/95/027/A.

HUGUES, A. K. et HOSKINS C. G. (1994). A Practical Appraisal of the Overtopping of Embankment Dams, Reservoir Safety and Environment. Thoms Telford, London, pp. 260-270.

HYDRO-QUÉBEC. (1988). Norme Concernant l'Étude de l'Onde de Submersion Résultant d'une Rupture de Barrage. Norme Interne SB-80-01-00, Hydro Québec, Direction Sécurité des Barrages, Montréal, Qué.

JANDORA, J. (2000) Numerical Modeling of Earth Dam Breaching due to Overtopping. Edice Phd. Thesis, sv. 52., VUT v Brno, 2000, ISBN 80-214-7760-9.

JANDORA, J., STARA, V. et RIHA, J. (2001). Experimental and Mathematical Research of Dam Failure, Water Structures Institute, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology.

JANSEN, R. B. (1980). Dams and Public Safety. A Water Resources Technical Publication. Water and Power Resources Service, U.S. Department of the Interior, Denver, CO.

JOHNSON, F. A. et ILLES, P. (1976). A Classification of Dam Failures, *Water Power and Dam Construction*, **28**(12), pp. 43-45.

KINDSVATER, C. E. (1964). Discharge Characteristics of Embankment-Shaped Weirs. USGS Water-Supply. Studies of Flow Water Over Weirs and Dams, U. S. Geological Survey. Paper 1617-A.

KIRKPATRICK, G. W. (1977). Guidelines for Evaluating Spillway Capacity, *Water Power & Dam Construction*, **29**(8). pp. 29-33.

LAGINHA SERAFIM, J. (1981). Safety of Dams Judged From Failures. *Water Power and Dam Construction*, Dec. 1981, pp: 32-35.

LOU, W. C. (1981). Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches. Unpublished Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado Spring.

LOUKOULA, E., REITER, P., SHEN, C. et PAN, S. (1993). Embankment Dams and Their Foundations : Evaluation of Erosion. International Workshop on Dam Safety, Grindelwald, Switzerland, 26-29 April 1993, p. 42, 44, 47, 51.

LOUKOULA, E., REITER, P., SHEN, C., et PAN, S. (1993). Embankment Alla Rottura di Dighe in Terra, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, Memorie e Studi, N. 139.

MACCHIONE, F. (1986). Sull'idrogramma di Piena Conseguente alla Rotura di Dighe in Terra, Memoire e Studi, Dipartimento Difesa del Suolo, Università della Calabria, N° 139, p. 46.

MACCHIONE, F. (1989). Discussions: Dimensionless Analytical Solutions for Dam Breach Erosion, of Sing, V. P. and Quiroga, C. A., *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 27, No. 3, pp. 447-452.

MACCHIONE, F. et SIRANGELO, B. (1988). Study of Earth Dam Erosion due to Overtopping, Proceedings of the Technical Conference on Hydrology of Desasters W.M.O. Genève, 1988. pp. 212-219.

MACCHIONE, F. et SIRANGELO, B. (1989). Aspetti Idraulici nel Collasso Degli Sbarramenti in Materiali, *Idrotecnica*, **6**, pp. 313-322.

MACCHIONE, F., & SIRANGELO, B. (1990). Numerical Simulation of Earthfill Dam Breach Outflow Hydrograph, *Hydraulic Engineering Software Applications*,

Proceedings 3rd International Conference, Massachusetts, Computational Mechanics Publication, Southampton, pp. 191-204.

MACDONALD, T. C., et LANDGRIDGE-MONOPOLIS, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, **110**(5): 567-586.

MC WHORTER, J. C., CARPENTER, T. G., et CLARK, R. N. (1968). Erosion Control Criteria For Drainage Channels. Mississippi State Highway Department, Jackson; FHWA, U.S. Department Of Transportation; Agricultural Experiment Station, Mississippi State University, State College.

MEYER-PETER, E. et MÜLLER, R. (1948). Formulas for Bed Load Transport. Proceedings of 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Research, (IAHR), Stockholm, Sweden, pp: 39-64.

MIDDLEBROOKS, T. A. (1953). Earth-Dam Practice in the United States, Transaction of the American Society of Civil Engineers, **118**, pp. 697-722.

MOJIB, R. M. (1990). Development of a Computer Program for Gradual Failure of Earthen Dams Due to Overtopping, Vol. 51/06-B of Dissertation Abstracts International. 144 p.

MORRIS, H. M. et WIGGERT, J. M. (1972). Applied Hydraulics in Engineering, The Ronald Press Co., New York, pp. 69-70, 290, 451, 460.

PENMAN, A. D. M. (1986). On the Embankment Dam, Geotechnique, **36**(3), pp. 303-348.

POHLE, F. V. (1952). Motion of Water due to Breaking of a Dam and Related Problems. Department of Commerce, National. Bureau of Standards. Government Printing Office. Washington, Circular 521, pp: 47-53.

PONCE, V. M. et TSIVOGLIOU, A. J. (1981). Modeling Gradual Dam Breaches, Journal of the Hydraulics Division (Proceeding of American Society of Civil Engineers), ASCE, **107**(HY7), pp. 829-838.

PONCE, V. M. (1982). Documented Cases of Earth Dam Breaches, SDSU Civil Engineers. Séries, N°. 82149, 43 p.; San Diego State University, San Diego, CA.

POWLEDGE, G. R., RALSTON, D. C., MILLER, P., CHEN, Y. H., CLOPPER, P. E. et TEMPLE, D. M. (1989). Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. I: Research Activities. II: Hydraulic and Design Constructions. Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers **115** : 1040-1075.

PRICE, J. T., LOWE, G. W. et GARRISON, J. M. (1977). Unsteady Flow Modeling of Dam-Break Waves, Proc. U. S. Water Resources Council, Hydro. Committee Dam-Break Flood Routing Model Workshop, National Technical Information Service, Springfield, Va., PB-275-437.

PUGH, C. A. et GRAY, F. W. (1984). Fuse Plug Embankments in Auxiliary Soil Ways-Developing Design Guidelines and Parameters, Bureau of Reclamation Report, Denver, Co.

QUIROGA, C. A. et SINGH, V. P. (1987). A Dam-Breach Erosion Earthfill Model : II – Application. Water Resources Management, 1: 199-221.

RALSTON, D. C. (1987). Mechanics of Embankment Erosion During Overflow. Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 National Conference. Publ. by ASCE, New York, NY, U.S.A., pp. 733-738.

REITER, P. (1989). Necessary Research on Dam Breach Dynamics and Outside Effects on the Breaching Process, Comments on Dam Breach Flood Routing. Speaking Note as Panel Expert at the ICOLD International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen, Denmark, pp. 33, 44, 47.

RITTER, A. (1892). Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift Des Vereins Deutscher Ingenieure, 36(33): 947-954.

ROUSSELLE, J. (1990). Crues Résultant de la Rupture de Barrages. Hydrologie des Crues au Canada. Guide de Planification et de Conception. Conseil National de Recherches du Canada, Comité Associé d'Hydrologie, pp: 228-235.

SAKKAS, J. G. (1980). Dimensionless Graphs of Floods from Ruptured Dam, Res. Note N° 8, U. S. Army Corps of Engineers, Hydrological Engineering Center, David, Calif.

SAKKAS, J. G. et STRELKOFF, T. (1973). Dam-Break Flood in a Prismatic Dry Channel, Journal of the Hydraulics Division ASCE, Vol. 99, No. HY12, December, p. 2195-2217.

SCARLATOS, P. D. et SINGH, V. P. (1986). Mud Flows and Sedimentation Problems Associated with a Dam Break Event. River Sedimentation, S.Y. Wang, H.W. Shen, and L.Z. Ding eds., The University of Mississippi, pp.1063-1068.

SCHNEIDER, V. R. et WILSON, K. V. (1980). Hydraulic Design of Bridges with Risk Analysis. U. S. Geological Survey. Office of Development, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation. Report FHWA-TS-80-226, FHWA HDV-21.

SCHNITTER, N. J. (1993). Dam Failures Due to Overtopping; in : Proceeding International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindewald, Switzerland, Vol. 1, pp. 13-19.

SCHOCKLITSCH, A. (1917). Über Dambruchwellen. aus den Sitzungsberichten der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaften in Wien. Mathematisch Naturwissenschaftliche Klasse, Abteilung Iia, Band 126, Heft 10, p.57.

SCHOKLITSCH, A. (1934). Der Geschieletrieb Und die Geschielenfracht, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 4, p. 37.

SEED, H.B. (1981). Laboratory Study of Hydraulic Fracturing, Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol. 107, N° GT6, p. 43.

SIMMLER, H. et SAMET, L. (1982). Dam Failure from Overtopping Studied on a Hydraulic Model (Rupture de Barrage par Déversement, Étudié sur un Modèle Hydraulique) C.I.G.B. Quatorzième Congrès des Grands Barrages, Rio de Janeiro, 1982. Q.52, R.26. pp 427-445.

SIMON, D. B. et SENTURK, F. (1976). Sediment Transport Technology, Water Resources Publications, Fort Collins, Co.

SIMONS, D. B. et SENTURK, F. (1977). Sediment Transport Technology. Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA.

SIMPLIFIED DAM-BREACH ROUTING PROCEDURE (1981). Department of Agriculture Tech. Release N° 66, U. S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D. C.

SINGH, K. P. et SNORRASON, A. (1982). Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models, SWS Contract Report 289, 179p., Surface Section, State Water Survey Division, Illinois Department of Energy and Natural Resources, Champaign, IL.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. A. (1987a). A Dam-Breach Erosion Model : I-Formulation. Water Resources Management, 1: pp. 177-197.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. (1987b). A Dam-Breach Erosion Model : II-Application, Water Resources Management 1, pp. 199-221.

SINGH, V. P. et QUIROGA, C. (1988). Dimensionless Analytical Solutions for Dam-Breach Erosion, (Solution Analytique Adimensionnelle pour l'Érosion d'une Brèche dans un Barrage), Journal of Hydraulic Research, Vol. 26, No. 3.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1985). Breach Erosion of Earth-Fill Dams and Flood Routing (BEED) Model, Report 14 U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station Vicksburg, Mississippi, p. 46.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1987). Modeling of Gradual Earthfill Dam Erosion. Environmental Geotechnics and Problematic Soils and Rocks, A.S. Balasubramanian, S. Chandra, D.T. Bergado and Nutalanya eds, Rotterdam , Balkema, pp: 129-138.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1989a). BEED model. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg. Mississippi, USA. Paper EL-79-6.

SINGH, V. P. et SCARLATOS, P. D. (1989b). Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing : BEED Model. Miscellaneous Paper EL-79-6, Military Hydrology Report 17, Environmental Laboratory, U.S. Army Engineer waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

SINGH, V. P. et SNORRASON, A. (1982). Sensitivities of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models. Report 289, Surface Water Section Contract, State Water Division, Illinois Department of Energy and Natural Resources, Champaign, IL.

SINGH, V. P., SCARLATOS, P. D., COLLINS J. G. et JOURDAN, M. R. (1986). Hydrodynamics of Earth Fill Dam Breach Erosion, Water Forum 86 proceedings of the conference World Water Issues In Evolution, Vol. 1. publ. by ASCE, New York, NY, USA pp. 1-9.

SMART, G. M. (1984). Sediment Transport Formula for Steep Channels, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, No.3, pp. 267-276.

SMERDON, E. T. et BEASLEY, R. P. (1959a). Relation Of Compaction and Other Soil Properties to Erosion Resistance of Soils. Transactions, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 8.

SMERDON, E. T. et BEASLEY, R. P. (1959b). The Tractive Force Theory Applied to Stability of Open Channels in Cohesive Soils. Agricultural Experiment Station, College of Agriculture, University of Missouri, Columbia. Research Bulletin 715.

STOCKER, J. J. (1957). Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York.

STRICKLER, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und Geschlossene Leitungen. Contribution to the Question of Velocity Formula and the Roughness Numbers for Rivers, Channels and closed conduits. Mitteilung 16, Amt. Wasserwirtschaft, Berne (in German).

SU, S. T. et BARNES, A. H. (1970). Geometric and Frictional Effects on Sudden Releases, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY11, Proc. paper 7650, November, pp. 2195-2216.

SUBCOMMITTEE ON EMERGENCY ACTION PLANING OF ICOLDS (1983). Dam Safety Emergency Action Planning Guidelines, Interagency Committee on Dam Safety, January 1983.

TINGSANGCHALI, T. et CHINNARASRI, C. (2000). Numerical Modeling of Dam Failure Due to Flow Overtopping, Hydrological Sciences Journal, Vol. 46, N° 1, pp. 113-130.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1960). Floods Resulting from Suddenly Breached Dams. Misc. Paper N° 2-374, Rep. 1: Conditions of Minimum Resistance, Waterways Experiment Station. Vicksburg. Miss.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE (1998). Proceedings of the International Dam Breach Processes Workshop, USDA, Agricultural Research Service, March, 1998, Stillwater, Oklahoma.

USCOLD (1975). Lesson from Large Dams, Report of the Committee on Failures and Accidents to Large Dams of USCOLD, published by American Society of Civil Engineers, New York.

WIGGERT, J. M. et CONTRACTOR, D. N. (1969). A Methodology for Estimating Embankment Failure. An unpublished paper presented to Water Resources Engineers, Inc., Springfield, VA, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA 24060.

ZERROUK, N. E. et MARCHE, C. (2001). Les Prévisions des Brèches de Rupture de Barrages en Terre Restent Difficiles. *Can. J. Civil Eng.*, **28** : 120-132.

ZERROUK, N. E. et MARCHE, C. 2003. Présentation et discussion d'une contribution expérimentale à l'étude de l'érosion d'une digue par submersion. Soumis pour publication dans la Revue des Sciences de l'Eau. INRS-EAU, Québec / France.